

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект висотної будівлі з дерева в Чернівцях
з моделюванням роботи каркасу

Виконав: студент 6 курсу, групи МБмд-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності)

	<u>Ковбаса А.В.</u> (прізвище та ініціали)
Керівник	<u>Чорномаз Н.Ю.</u> (прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	<u>Мещерякова О. М.</u> (прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри	<u>Ясній В.П.</u> (прізвище та ініціали)
Рецензент	<u>Бобик М.П.</u> (прізвище та ініціали)

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

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

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Ковбасі Андрію Вікторовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект висотної будівлі з дерева в Чернівцях
з моделюванням роботи каркасу

Керівник роботи Чорномаз Наталія Юріївна, к.т.н. ст. вик.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «__» _____ 20__ року № _____

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
8-10 листів формату А1

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ.....	8
1.1 Варіантне проектування.....	8
1.1.1 Варіант 1 - проектування з внутрішніми несучими стінами.....	8
1.1.2 Варіант 2 - застосування зовнішніх несучих стін	9
1.1.3 Варіант 3 - застосування в якості несучих внутрішніх і зовнішніх стін	10
1.1.4 Висновки за отриманими показниками.....	11
1.2 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації.....	12
1.3 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень	14
1.4 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень щодо забезпечення відповідності будівель, споруд і споруд установленим вимогам енергетичної ефективності	15
1.5 Перелік заходів щодо забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності до архітектурних рішень, які впливають на енергетичну ефективність будинків, будівель і споруд	16
1.6 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва	17
1.7 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення.....	19
1.8 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей.....	19
1.9 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу.....	20
1.10 Опис рішень щодо декоративно-художнього і колірною оздоблення	

	2
інтер'єрів.....	20
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	22
2.1 Відомості про інженерно-геологічні, гідрогеологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва	22
2.2 Опис і обґрунтування конструктивних рішень будівлі, включно з її просторовою схемою, прийнятою під час виконання розрахунків будівельних конструкцій	23
2.2.1 Загальні положення.....	23
2.2.2 Розрахункова схема будівлі. Збір навантажень.....	23
2.2.3 Навантаження і впливи	24
2.3 Конструктивний розрахунок.....	26
2.3.1 Розрахунок колони дерев'яного каркаса будівлі	26
2.3.2 Розрахунок плити перекриття дерев'яного каркаса будівлі	32
2.3.3 Збір навантажень на панель	34
2.3.4 Результати розрахунку армування.....	35
2.4 Результати армування плити перекриття	35
2.5 Результати армування колон	37
2.5.1 Аналіз результатів розрахунку колони в осях 7/Ж.....	41
2.5.2 Конструювання вузла защемлення колони в монолітній плиті перекриття	41
2.5.3 Конструювання вузла сполучення колони с плитою перекриття	43
2.6 Проектування фундаментів.....	45
2.6.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва.....	45
2.6.2 Відомості про особливі природні кліматичні умови території, на якій розташовується земельна ділянка, надана для розміщення об'єкта капітального будівництва	45
2.6.3 Відомості про міцнісні та деформаційні характеристики ґрунту в основі об'єкта капітального будівництва.....	46

2.6.4	Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва.....	46
2.6.5	Вихідні дані.....	47
2.6.6	Аналіз ґрунтових умов.....	48
2.6.7	Навантаження. Вихідні дані	48
2.6.8	Проектування пальового фундаменту із забивних паль.....	48
2.6.9	Визначення несучої здатності паль	49
2.6.10	Визначення кількості паль і розміщення їх у фундаменті	50
2.6.11	Визначення навантажень на палі та перевірка несучої здатності паль	51
2.6.12	Конструювання ростверку.....	51
2.6.13	Розрахунок ростверку на продавлювання колоною.....	52
2.6.14	Розрахунок і проектування армування.....	53
2.6.15	Проектування пальового фундаменту з буронабивних паль	55
2.6.16	Визначення кількості паль і розміщення їх у фундаменті	56
2.6.17	Конструювання ростверку.....	57
2.6.18	Розрахунок ростверку на продавлювання колоною.....	58
2.6.19	Розрахунок і проектування армування.....	59
2.6.20	Порівняння забивної та буронабивної палі.....	60
2.7	Висновки щодо конструктивних рішень.....	60
	РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	62
3.1	Ситуація з висотним дерев'яним домобудівництвом.....	62
3.2	Переваги дерев'яного домобудівництва	63
3.3	Моделювання будівлі в розрахунково-обчислювальному комплексі	65
3.4	Результати розрахунку.....	67
	РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	68
4.1	Охорона праці.....	68
4.1.1	Загальні вимоги	68
4.1.2	Запроектвані заходи з охорони праці та техніки безпеки	72

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	73
4.2.1 Оцінка стійкості об'єкта будівництва до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості	73
ВИСНОВКИ.....	76
БІБЛІОГРАФІЯ	77

ВСТУП

Створення та розвиток будівництва дерев'яних будинків в країні визнається ключовим напрямком у соціальній політиці держави, оскільки це відкриває можливість забезпечення різних верств населення доступним, екологічно чистим і відносно доступним житлом. З правильною організацією вирощування та промислового використання деревини, запаси її для України можуть бути вважатись нескінченними. З впровадженням новітніх технологій обробки деревини вартість цього будівельного матеріалу може поступово зменшуватися, в той час як витрати на виробництво бетону і сталі постійно зростають.

Актуальність теми. Створення високих житлових будинків і бізнес-центрів із дерева є наростаючою тенденцією в Європі та Америці. Технології дерев'яного будівництва постійно удосконалюються, і стає очевидним, що будівництво з дерева є вигідним, швидким, надійним і безпечним. Кожен рік супроводжується новими рекордами у висоті будівель, які споруджуються з використанням дерев'яних панелей CLT і клеєного бруса LVL.

До переваг CLT-панелей відносять:

- екологічно чистий матеріал;
- CLT-панелі забезпечують здоровий мікроклімат у приміщенні;
- відсутність усадки;
- мінімальна кількість сміття та відходів під час будівництва;
- вогнестійкість CLT-панелей;
- сейсмостійкість будинків на основі CLT-панелей, можуть витримати

дев'ятибальний землетрус.

Мета роботи: Розробка проекту висотної будівлі з дерева з моделюванням работ каркасу.

Об'єкт досліджень – дерев'яний каркас багатоповерхових житлових будівель.

Предмет дослідження – величини переміщень дерев'яного каркасу багатоповерхової житлової будівлі при дії найвигіднішої комбінації зовнішніх

навантажень.

Доцільність проведення спричинена тим, що отримані висновки дозволять підвищити ефективність та тривалість використання несучих елементів в дерев'яних каркасах багатопверхових житлових будівель.

Завдання роботи:

- розробити основні конструктивні та архітектурно-дизайнерські рішення для багатопверхового житлового будинку;
- провести розрахунок основних несучих конструкцій дерев'яного каркасу;
- виконати моделювання та статичний розрахунок каркасу із дерева за умови найбільш не вигідних комбінацій навантажень і визначити величини деформацій каркасу;
- розробити заходи з охорони праці та цивільного захисту населення.

Методи дослідження – скінченно-елементний з використанням прикладного програмного пакету.

Галузю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих житлових каркасних дерев'яних будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання дерев'яних каркасів житлових будівель.

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

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на XII Міжнародній науково-технічна конференція молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 6-7 грудня 2023 року).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри

будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: ДЕРЕВ'ЯНИЙ КАРКАС, ЖИТЛОВА БУДІВЛЯ, СКІНЧЕННІ ЕЛЕМЕНТИ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

1.1 Варіантне проектування

У будівлі деревина комбінується із залізобетоном, збірна технологія - з монолітною. На етапі варіантного проектування в кваліфікаційній роботі пропонується розглянути три варіанти конструктивних схем житлового будинку, виконання стін із CLT-панелей, порівняти варіанти за економічними показниками та технічними характеристиками.

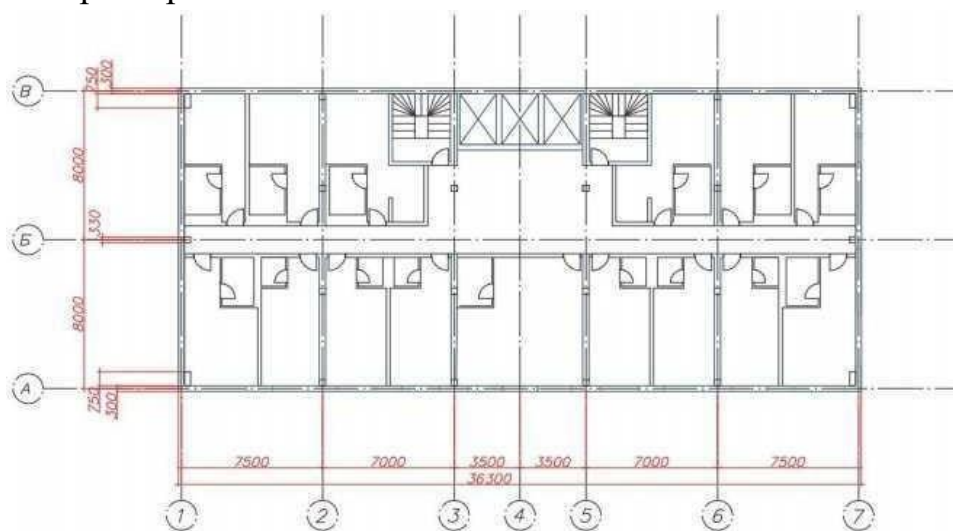


Рисунок 1.1 - План типового поверху житлового будинку

1.1.1 Варіант 1 - проектування з внутрішніми несучими стінами

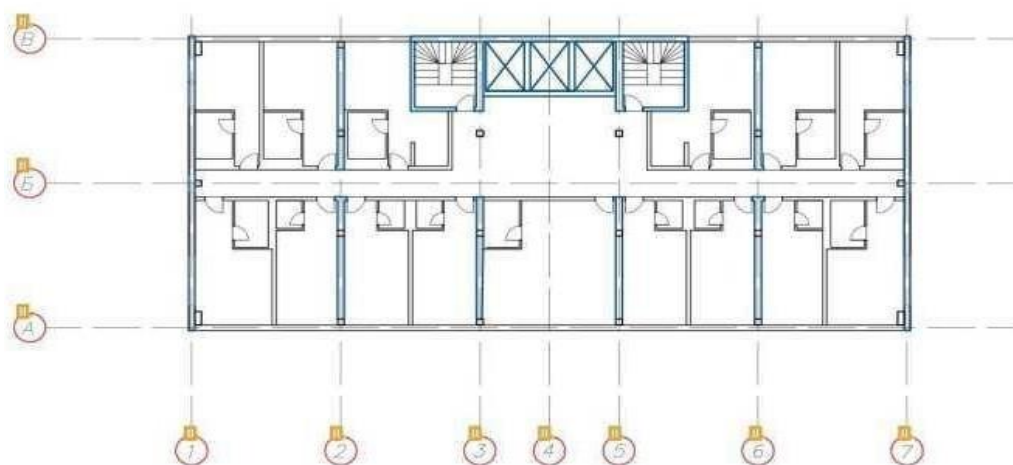


Рисунок 1.2 - застосування внутрішніх несучих стін

Каркас будівлі посилено внутрішніми несучими стінами. Внутрішні несучі стіни знижують гнучкість планувальних рішень, проте є добрим рішенням як міжквартирні огорожі в житлових будинках. Крім того, ця конструктивна схема переводить будівлю в розряд висотних і робить її конкурентоспроможною на ринку.

Важливо пам'ятати, що пошкодження, зміна конструкції, частковий демонтаж таких стін може призвести до негативних наслідків. Може порушитися цілісність будівлі, або вона повністю обвалиться.

Однак, відсутність зовнішніх стін дає свободу для гнучких рішень фасадів. Це також відкриває можливості для майбутніх змін після завершення будівництва.

1.1.2 Варіант 2 - застосування зовнішніх несучих стін

Цей варіант схожий з варіантом 1, однак замість внутрішніх несучих стін і периметральних колон застосовуються зовнішні несучі стіни. Завдяки цьому зберігається можливість гнучкого внутрішнього планування. З іншого боку, зовнішні несучі стіни обмежують гнучкість фасадних рішень. Тут неможливо застосовувати суцільне прозоре скління і тому бажано використовувати заглиблені або еркерні вікна. Крім того, ці стіни забезпечують кращу теплоізоляцію. Своїм виглядом такі будівлі найкраще підходять для житла.

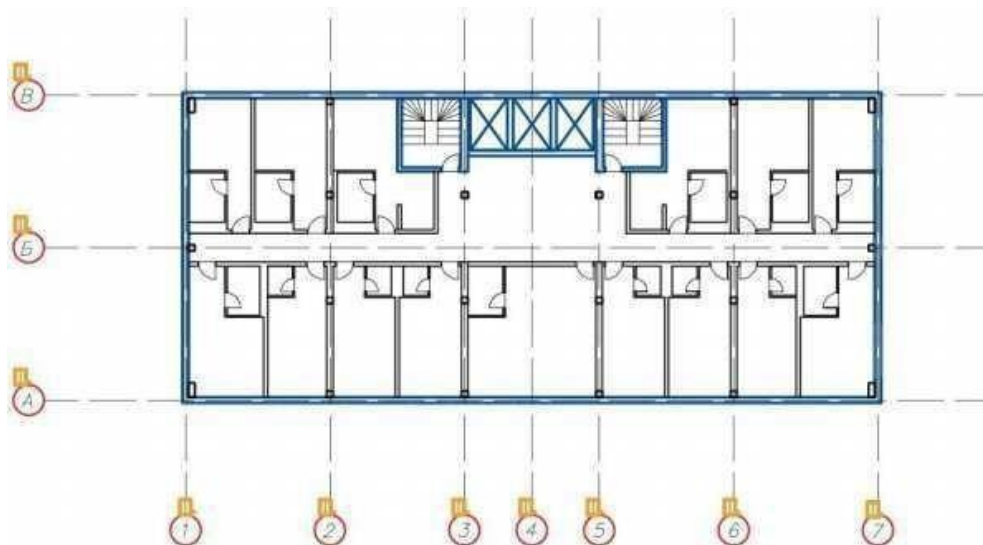


Рисунок 1.3 - застосування зовнішніх несучих стін

1.1.3 Варіант 3 - застосування в якості несучих внутрішніх і зовнішніх стін

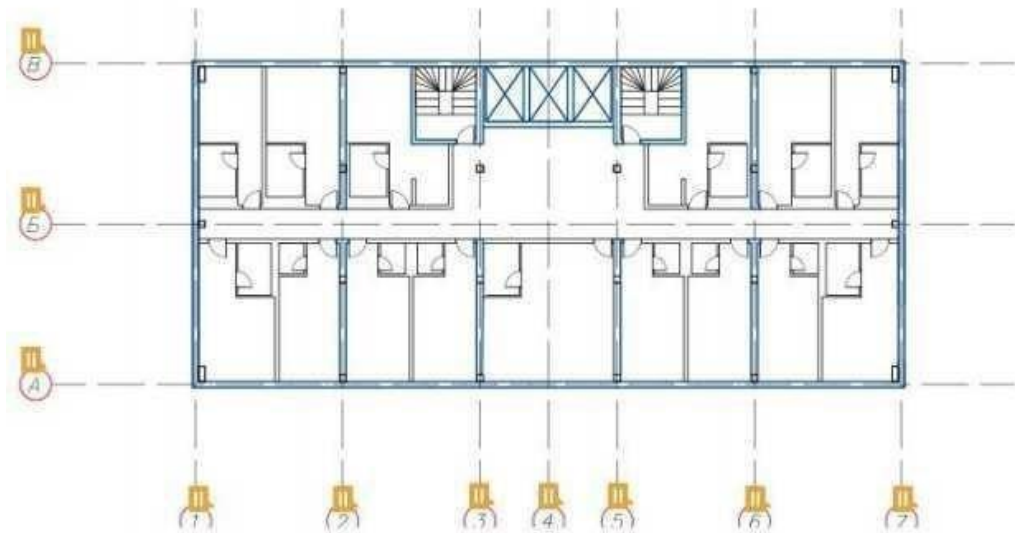


Рисунок 1.4 - Застосування як несучих внутрішніх і зовнішніх стін

Цей варіант об'єднує варіанти 1 і 2, тобто включає вертикальне комунікаційне ядро, внутрішні несучі стіни та зовнішні несучі стіни. Це рішення дає змогу досягти найбільшої стійкості та міцності будівлі і водночас є найменш гнучким з усіх 3-х варіантів. Внутрішні несучі стіни обмежують сферу використання будівлі в основному житловим сектором. Фасадні рішення обмежені можливостями варіанта 2. Основна перевага будівель цього типу - їхня стійкість і характеристики міцності в поздовжньому і поперечному напрямку.

Виконаємо порівняльний аналіз усіх варіантів на типовий поверх будівлі в табл. 1.1.

Таблиця 1.1 - Порівняльний аналіз

Показник порівняння	Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
1	2	3	4
Житлова площа квартир, м ²	537,36	558,75	520,65
Витрата матеріалу, м ³	119,3	96,44	147,16
Вартість 1 м ³ матеріалу, грн.	8250	10750	6550
Заповнення прорізів/скління, м ²	145,5	29,14	29,14
Вартість скління 1 м ² , грн.	9000	5600	5600
Разом, тис.грн.	2293,73	1199,91	1127,08

Таким чином, проаналізувавши і порівнявши всі варіанти з урахуванням задіяних матеріалів та їхньої вартості, обираємо конструктивну схему з внутрішніми і зовнішніми несучими стінами не тільки виходячи з найбільш підходящих міцнісних характеристик будівлі, а й з доцільності використання відповідних перетинів CLT-панелей.

1.1.4 Висновки за отриманими показниками

Таким чином, проаналізувавши і порівнявши всі варіанти з урахуванням задіяних матеріалів та їхньої вартості, обираємо конструктивну схему з внутрішніми несучими стінами і колонами не тільки виходячи з найбільш підходящим характеристикам міцності будівлі, а й з доцільності використання відповідних перетинів CLT-панелей.

Підбиваючи підсумки з вищесказаного, можна зробити висновок, що будівництво висотних житлових будинків і бізнес-центрів із застосуванням дерев'яних конструкцій - тенденція, що набирає дедалі більшої популярності в країнах Європи та Америки. Технології дерев'яного будівництва постійно вдосконалюються, і вже стає очевидним той факт, що будувати з дерева - це вигідно, швидко, надійно і безпечно.

Сьогодні фахівці, пов'язані з лісопромисловим комплексом, з оптимізмом оцінюють перспективи дерев'яного домобудівництва. На такі оцінки впливає те, що цей сегмент ринку не має альтернативи. Використання індустріального методу для створення легких конструкцій з дерева веде до зниження собівартості виробництва. Разом зі зростанням доходів населення і невичерпністю ресурсних можливостей лісів за умови грамотного господарювання, це дає змогу говорити про те, що з плином часу дерев'яне будівництво цілком може стати більш масовим.

Культура з високим ступенем відповідальності за навколишнє середовище, на жаль, поки що не характерна для України. Однак ініціативи будівельних компаній, що займаються дерев'яним будівництвом, підтримують уже й на досить

високому адміністративному рівні столиці. Якщо проєкт будівництва житлового будинку в буде реалізовано (а разом із ним побудовано і запущено підприємства з виробництва сучасних пиломатеріалів), це стане гарною відправною точкою. 1.2
Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації

Об'єкт капітального будівництва - житловий будинок.

Будівля окремо розташована, являє собою 18-поверхову будову, має просту в плані форму. Розміри будівлі в осях 1-14 становлять 36,0 м; в осях А-І - 15,3 м.

За позначку 0,000 прийнято позначку чистої підлоги першого поверху - приміщення холу, що відповідає абсолютній позначці 173,0 м. Максимальна відносна відмітка будівлі становить +61,0 м. Висота першого поверху становить 3900 мм, 2 - 18 поверхів - 2805 мм.

Усі квартири мають передні з вбудованими шафами або прилеглими передпокоюми, кухні, обладнані електроплитами та мийками, суміщені санітарні вузли-ванни та окремий додатковий туалет. Кожна квартира через передню виходить на поверховий сходово-ліфтовий вузол, у центрі якого розташований ліфтовий майданчик. Кількість ліфтів - два пасажирських. По обидва боки ліфтового майданчика запроектовано незадимлювані сходові клітки. Також на сходово-ліфтовому вузлі розташовані окремі відсіки для сміттєпроводу та інженерного обладнання.

Архітектура будівлі відповідає вимогам, що висуваються для житлових будинків. Просторова, планувальна та функціональна організація обумовлена специфікою функціонального призначення приміщень і відповідає принципам житлового будинку.

Евакуація з приміщень передбачена через 1 евакуаційний вихід. Покрівля будівлі - рулонна неексплуатована з внутрішнім водостоком.

На першому поверсі розташовані: хол, обідні зали, приміщення управління ліфтами, службові приміщення.

На 2 - 17 поверхах - квартири-студії, інженерні та технічні приміщення.

У ядрі жорсткості у верхньому рівні - машинні відділення ліфтів.

Ступінь вогнестійкості будівлі - II згідно з [11, табл. 6.14].

Клас наслідків будівлі – ССЗ.

Зовнішнє оздоблення:

- а) стіни - етернітові фасадні панелі - фіброцементний;
- б) вікна - палітурки з комбінованих профілів із термоізоляційною вставкою , із двокамерними склопакетами;
- в) двері та ворота - з алюмінієвих і ПВХ профілів, металеві; г) водостічні труби - з оцинкованої покрівельної сталі.

Внутрішнє оздоблення приміщень:

- а) стелі - штукатурка, шпаклівка, фарбування; підвісна стеля "Армстронг";
- б) стіни - 3 шари гіпсокартонних листів (ГКЛ);
- в) підлоги - пружна основа або паркет, цементно-піщана стяжка зі знепиленням - технічні приміщення;
- г) двері - з алюмінієвих і ПВХ профілів, металеві.

Таблиця 1.2 - Техніко-економічні показники будівлі

Будівельний об'єм будівлі		39940,8 м ³
Загальна площа		9914,4 м ²
з неї	житлова площа	7749,7 м ²
	кількість квартир	85 шт.
	в т.ч.	
	студія	34 шт.
	1-кімнатних	51 шт.

Будівля обладнана централізованим водопроводом, каналізацією, опаленням, електропостачанням, системами кондиціонування і вентиляції.

Будівля розміщується на огороженій території з обмеженим доступом.

Територія навколо будівлі заасфальтована, упорядкована. Відмостка - бетонна виконана по периметру всієї будівлі.

Для автомобілів мешканців будинку передбачається 40 місць, зокрема 5% від загального числа машино-місць призначено для МГН (2 машино-місця). Стоянки автомобілів співробітників і відвідувачів розташовуються поза службовими зонами

з обмеженим доступом.

З внутрішньої сторони огорожі передбачена вільна від дерев і чагарників смуга завширшки не менше 3 м.

В'їзд на територію обладнується металевими воротами з електромеханічним приводом. Ворота повинні забезпечуватися механізмом блокування, що забезпечує безпеку під час їхнього відкривання і закривання. Зовнішні повітрязабори та отвори для введення інженерних комунікацій захищаються від проникнення металевими решітками з кроком сітки 100x100 мм.

Службовий і запасний евакуаційні виходи, які епізодично використовуються, обладнуються тамбурами й охоронною сигналізацією.

Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій (CLT стінової панелі першого поверху товщиною 195 мм, склопакета, покриття будівлі).

1.3 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень

Прийняті архітектурно-планувальні рішення будівлі обумовлені:

- а) особливостями розташування на генеральному плані;
- б) функціональним призначенням;
- в) вимогами технічних регламентів, зокрема такими, що встановлюють вимоги щодо забезпечення безпечної експлуатації будівель і споруд;
- г) кліматичними особливостями району будівництва;

Основними вимогами до будівлі є її функціональність, надійність, безпека, архітектурно-художня виразність.

До особливостей цієї будівлі відносяться ті факти, що це не елітна житлова і не комерційна нерухомість, як більшість збудованих досі висотних дерев'яних будівель. Ця будівля - житловий будинок. Вартість його будівництва не має бути надто високою і суттєво перевищувати витрати на будівництво такого ж класу об'єктів із традиційних будівельних матеріалів. При цьому інноваційні технології, дерев'яне домобудівництво з відсиланням до природоохорони та екології загалом -

значущі для іміджу університету чинники.

1.4 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень щодо забезпечення відповідності будівель, споруд і споруд установленим вимогам енергетичної ефективності

На енергетичну ефективність будівель, споруд і споруд впливають багато чинників. Це і загальнобудівельні рішення (об'ємно-планувальні, конструктивні), і рішення, які стосуються інженерних систем життєзабезпечення будівель (енергозберігаюче обладнання, принципові та технологічні схеми, режими експлуатації).

Конструктивні рішення: посилення теплозахисту оболонки будівлі, вибір матеріалу з меншою теплопровідністю, зниження повітропроникності (стикових з'єднань і швів, віконних і дверних блоків) тощо.

Об'ємно-планувальні рішення:

- а) раціональна орієнтація входів;
- б) влаштування тамбурів, тамбурів із повітряними завісами;
- в) зменшення питомої тепловіддавальної поверхні огорожі.

До інженерних систем життєзабезпечення заведено відносити системи, що забезпечують необхідні для людини умови проживання в режимі відпочинку і роботи, тобто системи енерго-водо-повітропостачання, водовідведення (каналізації) і видалення відходів.

У сфері централізованого теплопостачання: впровадження приладового обліку теплової енергії, використання сучасних ізоляційних матеріалів на теплопровідних комунікаціях, зокрема пінополіуретанової ізоляції.

У системах вентиляції: застосування припливно-витяжної вентиляції з утилізацією витяжки.

У системах кондиціонування: пріоритетне використання систем нового покоління.

У системах водопостачання: забезпечення стабілізації та обмеження тиску

води на вводах, встановлення регуляторів тиску, водоощадної арматури та водолічильників.

1.5 Перелік заходів щодо забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності до архітектурних рішень, які впливають на енергетичну ефективність будинків, будівель і споруд

Перелік заходів щодо забезпечення дотримання встановлених вимог енергетичної ефективності, включають:

1) показники, що характеризують питому величину витрат енергетичних ресурсів у будівлі, будові та споруді;

2) вимоги до архітектурних, функціонально-технологічних, конструктивних та інженерно-технічних рішень, що впливають на енергетичну ефективність будівель, споруд і споруд;

3) вимоги до окремих елементів, конструкцій будівель, споруд і споруд та їхніх властивостей, до використовуваних у будівлях, будівлях і спорудах пристроїв і технологій, а також до технологій і матеріалів, які включають до проєктної документації та застосовують під час будівництва будівель, споруд і споруд, і матеріалів, що дають змогу унеможливити нераціональну витрату енергетичних ресурсів як у процесі будівництва будівель, споруд і споруд, так і в процесі їхньої експлуатації;

4) інші встановлені вимоги енергетичної ефективності. Проектом закладено енергоефективні рішення за видами огорожувальних конструкцій.

Для забезпечення мінімізації містків холоду на рівні вимощення будівлі слід проводити монтаж теплоізоляції зовні. Як використовуваної зовнішньої теплоізоляції вибрати Піноплекс ГЕО. Під час монтажу обов'язково потрібно комбінувати спеціальний клейовий склад, призначений для кріплення піноплексу до бетону, і пластикові дюбелі. Клей наноситься на плиту не окремими плямами, а рівномірно. Для того щоб утеплювач не сповз під час монтажу, по всьому периметру прикріпити стартову цокольну планку. Вона може бути виконана з

бруска або металевого профілю і прикріплюється строго горизонтально, для чого використовується рівень. Шар утеплювача на 30-40 см повинен виходити за межі утеплюваної поверхні, щоб запобігти відтоку тепла по краях. Решетування виготовляється з дерев'яних брусків. Важливою стороною процесу є забезпечення зазору. Якщо стіна дерев'яна, то природні форми колод створюють необхідну вентиляцію. При гладкій поверхні стіни потрібно набити рейки до 2,5 см, забезпечуючи потрібний зазор. Між рейками оптимально залишати відстань не більше 1 метра. Якщо поверхня стіни недостатньо рівна, під бруси використовувати підкладки, щоб вирівняти площину. За необхідності стесуються виступаючі частини колод. Перевірити геометрію обрешітки по периметру за допомогою рівня. Дверні прорізи і вікна оббиваються брусом. Решетування встановлюється з розрахунком на те, що плити піноплексу будуть розміщені щільно між брусами. Висота обрешітки, або каркаса, має відповідати товщині плит, а відстань між вертикальними брусами робити меншою на 0,5 см, ніж ширина піноплексу, для забезпечення щільності прилягання. Для захисту від конденсату використовувати фольговану або щільну поліетиленову плівку. Утеплювач укладається встик, рядами знизу вгору. Стики утеплювача проклеїти металізованим скотчем. Поверх піноплексу натягується вологозахисна плівка для забезпечення гідроізоляції. Накладати її потрібно внахлест і закріплювати будівельним степлером або скотчем. На завершення на шар захищеного утеплювача кріпиться дерев'яний каркас для фінішного оздоблення будинку сайдингом або іншим видом обшивки.

1.6 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

Будівля являє собою єдиний об'єм простої форми. Колірна гама, елементи оздоблення та облицювання фасаду, деталі фасаду і вхідних груп відповідають загальному стилю будівлі. Композиційні прийоми під час оформлення фасадів та інтер'єрів ґрунтуються на компоновальних рішеннях, що забезпечують раціональне

використання будівлі відповідно до її функціонального призначення.

Під час проектування будівлі будинку довелося зіткнутися з проблемою надання йому архітектурної виразності. Будівля є елементом житлової забудови, їй, як і більшості будівель цього типу, властива проблема житлової архітектури другої половини ХХ століття, що полягає в її суто утилітарній спрямованості, яка затьмарила собою все те, що відрізняє архітектуру від інженерної думки. Будівлі перетворилися на функціональні блоки, які характеризуються виключно внутрішніми експлуатаційними якостями, що не може відповідати сучасним вимогам.

Сучасні архітектори, найчастіше, розв'язують цю проблему завдяки впровадженню декоративного оздоблення, наприклад, облицювання безликих типових будівель епохи функціоналізму різноманітними фасадними панелями, що надають будівлі більш індивідуального характеру. Фасадні панелі - досить недорогий засіб, тому користується чималим попитом. Більшої виразності споруди можна домогтися шляхом впровадження в архітектуру будівлі декоративних елементів, запозичених з різних архітектурних стилів.

З урахуванням усього сказаного вище, під час проектування житлового будинку застосовано такі засоби. Фасадну частину будівлі виконано з сендвіч-панелей. Колір стінових панелей - спокійного помаранчевого кольору (бура земля), відносно ядер жорсткості, виконано візуальну розбивку фасаду, стіновими панелями сірого кольору (північний океан), що допомагає, з одного боку, зробити акцент на даному елементі фасаду, що досягається контрастом кольорів, з іншого боку, ввести елемент вертикальної симетрії стін. Стіна будівлі має три площини: площину стінових панелей, віконних прорізів і площину цоколя. Віконні прорізи вносять горизонтальне членування на фасаді і надають йому горизонтальну і вертикальну симетрію. Цоколь облицьований плиткою чорного кольору (нічний океан). Усе це сприяє візуальному виділенню будівлі з навколишнього середовища.

Фасад будівлі 2-18 поверхів утворюють виготовлені заздалегідь фасадні панелі зі встановленими вікнами. Каркас панелі (довжина секції 6 м, висота 2,805 м) - сталь. Термоізоляція - скловолоконні мати. Облицювання - фіброцементний

сайдинг з етернітових фасадних панелей - фіброцементний сайдинг. Фасадні панелі декоровані під масив дерева або однорідний чорний матовий будівельний матеріал. Ці фасадні панелі захищені від негоди. Всі дерев'яні конструкції всередині будівлі зашиті декількома шарами гіпсокартону, що істотно підвищує рівень пожежної безпеки, а також спрощує оздоблювальні роботи.

Рішення фасадів лаконічно вписується в навколишню забудову і дає змогу створити виразну форму, що однаково працює і в автомобільному, і в пішохідному ракурсах.

Застосування в проєкті конструкцій і матеріалів, що відповідають сучасному рівню, у поєднанні з високотехнологічними методами будівництва та будівельними нормами дає змогу домогтися більшої виразності об'ємно-планувальних і конструктивних рішень, а також забезпечення необхідної пожежонебезпеки проєктованої будівлі.

1.7 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

У приміщеннях санвузлів, кімнатах зберігання прибирального інвентарю, коридорах і ліфтових холах виконати обшивку ГКЛ поверхні стелі.

У сходових клітинах виконати оштукатурювання поверхні стелі, шпаклювання, фарбування водоемульсійним. У тамбурах, службових приміщеннях, коридорах виконати оштукатурювання, шпаклювання, фарбування поверхонь стін.

В інженерних і технічних приміщеннях, коридорах, ліфтовому холі виконати підлоги з цементно-піщаної стяжки зі знепилуванням. У квартирах виконати покриття підлог з лінолеуму або паркету.

1.8 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей

Планування житлових і службових приміщень виконано з урахуванням норм природного освітлення.

У всіх приміщеннях, призначених для тривалого перебування людей, передбачено природне освітлення через віконні прорізи і вітражні системи в зовнішніх стінах будівлі.

Нормативна інсоляція (не менше ніж 1,5 години) у квартирах забезпечується проектним розташуванням будівлі на ділянці відносно сторін світу. Згідно з [14] і виконаними розрахунками, нормоване КЕО в проєктованій будівлі, у всіх приміщеннях, відповідає нормативним.

1.9 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу

Для забезпечення необхідної звукоізоляції зовнішньої огорожі в житловій зоні обрано віконні блоки з подвійним склопакетом, що забезпечує необхідні звукоізоляційні якості.

Додаткова звукоізоляція виконується в приміщеннях квартир матеріалом товщиною 30 мм.

У внутрішніх перегородках ГКЛ передбачається наявність мінераловатних плит як заповнення, що забезпечує звукоізоляцію між суміжними приміщеннями.

Посадка будівлі відносно проїжджої частини забезпечує оптимальні вібраційні навантаження від автомобільного транспорту. Проєктом не передбачено будь-якого обладнання, що чинить підвищений шумовий і вібраційний вплив.

1.10 Опис рішень щодо декоративно-художнього і колірнього оздоблення інтер'єрів

Під час проєктування внутрішнього оздоблення приміщень враховано різноманіття властивостей, що впливають на якість художнього сприйняття навколишнього простору і колірної гами людиною: функціональну особливість

приміщення, якість будівельного матеріалу та ін. У внутрішньому оздобленні приміщень використовують матеріали, що відповідають санітарно-гігієнічним, естетичним і протипожежним вимогам. Стіни і стелі житлових приміщень, коридорів і технічних приміщень виконані в єдиній колірній гамі. Стіни і стелі пофарбовані водоемульсійною фарбою. Інженерні комунікації обшиті гіпсокартонними листами. Стіни санвузлів і кімнат прибирального інвентарю облицьовані керамічною плиткою з контрастними рішеннями на висоту 1,5 м.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Відомості про інженерно-геологічні, гідрогеологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва

Завдяки континентальності клімату часті перепади добових температур навіть улітку - 15-20 градусів між нічними і денними температурами.

Характеристика району будівництва згідно з "Будівельна кліматологія" "Навантаження і впливи" [4] наведено в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 - Характеристика району будівництва

Район будівництва	Кліматичні параметри холодного періоду року	Значення параметрів
м. Чернівці	Температура повітря найбільш холодної доби з забезпеченістю 0,92, °С	-19
	Температура повітря найбільш холодної п'ятиденки з забезпеченістю 0,92, °С	-17
	Тривалість, діб, періоду із середньодобовою температурою повітря < 8, діб	163
	Середня температура періоду із середньодобовою температурою повітря нижчою або рівною 8° С, °С	-6,7
	Максимальна із середніх швидкостей вітру за румбами за січень, м/с	4,3
	Переважаючий напрямок вітру за грудень- лютий	3
	Сніговий район	III
	Нормативне значення снігового покриву S _g ,кПа	1,4
	Вітровий район за тиском вітру	III
	Нормативне значення вітрового тиску w ₀ , кПа	0,5
	Вітровий район за середньою швидкістю вітру за зимовий період	3

2.2 Опис і обґрунтування конструктивних рішень будівлі, включно з її просторовою схемою, прийнятою під час виконання розрахунків будівельних конструкцій

2.2.1 Загальні положення

Характеристику основних конструкцій будівлі наведено нижче:

а) фундаменти - під монолітні залізобетонні колони - пальові фундаменти з монолітними ростверками; під монолітні залізобетонні стіни сходових кліток і ліфтових шахт, огорожувальні стіни - пальові стрічкові монолітні залізобетонні;

в) зовнішні стіни вище рівня землі (перший поверх) - із суцільним і світлопрозорим заповненням ;

г) огорожа 2 - 18 поверхи - виготовлені заздалегідь фасадні панелі з встановленими вікнами. Каркас панелі (довжина секції 8 м, висота 2,81 м) - сталь. Термоізоляція - скловолокнові мати. Облицювання - дерево- волокнисті плити високого тиску з вмістом деревних волокон 70% і термовідштовхуючим полімерним сполучним;

е) внутрішні стіни та перегородки - ГКЛ -100 мм;

ж) колони - монолітні залізобетонні перерізом 700x700 мм, колони з ЛВЛ бруса перерізом 300x300 мм з попередньо встановленими вузлами швидкого з'єднання;

з) перекриття - монолітні залізобетонні 300 мм, панелі (2,85x4,0 м) із п'ятишарової перехресно-клеєної деревини (CLT - cross laminated timber);

і) покриття - металевий листовий гофрований профіль із металевими прогонами;

к) покрівля плоска неексплуатована з організованим внутрішнім водостоком.

2.2.2 Розрахункова схема будівлі. Збір навантажень

Розрахункову схему в ПК SCAD наведено на малюнку Збір навантажень подано в таблиці 2.2.

2.2.3 Навантаження і впливи

Таблиця 2.2 - Навантаження на міжповерхові плити перекриття

Найменування	Нормативне значення, кН/м ²	Коеф-т надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове значення, кН/м ²
1	2	3	4
Звукоізоляція ROCKWOOL $\delta=30$ мм, $\gamma=0,125$ т/м ³	0,04	1,2	0,05
Цементно-піщана стяжка, $\delta=50$ мм, $\gamma = 1,8$ т/м ³	0,9	1,3	1,17
Лінолеум "Tarkett" $\delta=3$ мм, $\gamma=1.6$ т/м ³	0,05	1,2	0,06
Власна вага	0,975	1,05	1,023
Разом постійне:	1,97	1,23	2,42
Від перегородок	0,21	1,2	0,252
Разом тимчасове:	0,21		0,252
Разом повне:	2,18		2,67

Таблиця 2.3 - Навантаження на покриття

Найменування	Нормативне значення, кН/м ²	Коеф-т надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове значення, кН/м ²
Постійна:			
Пароізоляція $b=1$ мм	0,01	1,2	0,01
Утеплювач ROCKWOOL , $\delta=200$ мм, $\gamma=0,146$ т/м ³	0,02	1,2	0,02
Керамзитовий гравій $\delta=50$ мм $\gamma=0,3$ т/м ³	0,15	1,3	0,2
Цементно-піщана стяжка, $\delta=50$ мм, $\gamma=1,8$ т/м ³	0,9	1,3	1,17
Гідроізоляція 2 шари	0,052	1,2	0,06
Разом постійна:	1,13	1,29	1,46
Тимчасова			
Снігове навантаження	1,5	1,4	2,1
Вітрове навантаження	0,38	1,4	0,532

Власна вага конструкції визначається автоматично в ПК SCAD. Вітрове навантаження було зібрано за допомогою додатка ПК SCAD.

Вихідні дані наведені на рисунках 2.1, 2.2.

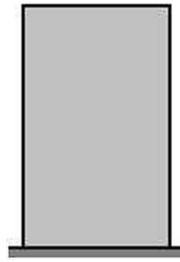


Рисунок 2.1 - Загальні відомості про схему будівлі

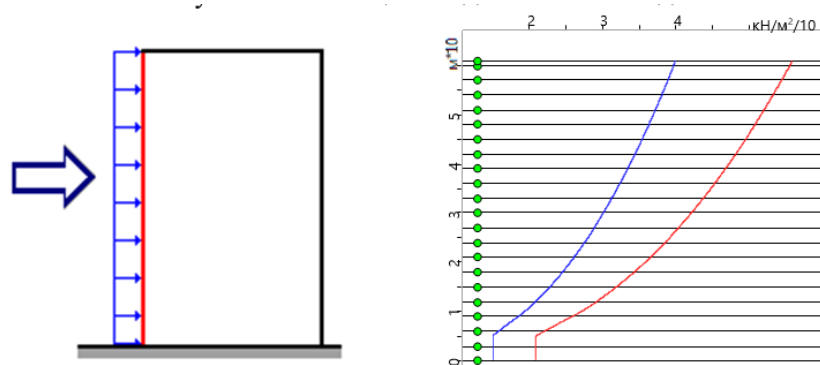


Рисунок 2.2 - Прикладання вітрових навантажень на навітряну частину будівлі

Таблиця 2.4 - Вітрові навантаження на навітряну сторону будівлі.

Висота (м)	Нормативне значення (kN/m^2)	Розрахункове значення (kN/m^2)
0	0,149	0,209
3	0,149	0,209
6	0,158	0,221
9	0,185	0,259
12	0,209	0,292
15	0,228	0,319
18	0,245	0,343
21	0,261	0,365
24	0,275	0,385
27	0,288	0,404
30	0,301	0,421
33	0,313	0,438
36	0,324	0,453
39	0,334	0,468
42	0,344	0,482
45	0,354	0,495
48	0,363	0,508
51	0,372	0,521
54	0,381	0,533
57	0,389	0,544
60	0,397	0,556
61	0,4	0,559

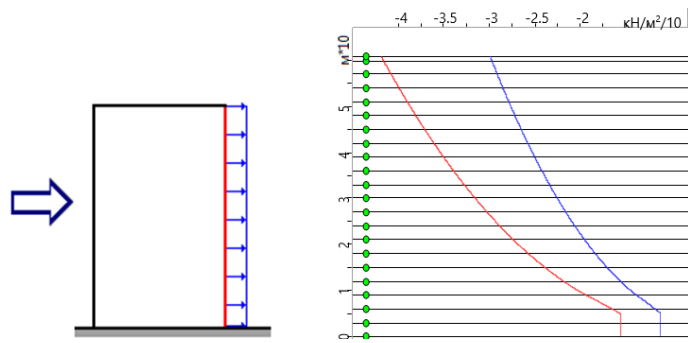


Рисунок 2.3 - Застосування вітрових навантажень на підвітряну частину будівлі

Таблиця 2.5 Вітрові навантаження на підвітряну частину будівлі

Висота (м)	Нормативне значення (кН/м ²)	Розрахункове значення (кН/м ²)
0	-0,112	-0,157
3	-0,119	-0,166
6	-0,139	-0,194
9	-0,156	-0,219
12	-0,171	-0,239
15	-0,184	-0,257
18	-0,196	-0,274
21	-0,206	-0,289
24	-0,216	-0,303
27	-0,226	-0,316
30	-0,234	-0,328
33	-0,243	-0,34
36	-0,251	-0,351
39	-0,258	-0,361
42	-0,265	-0,371
45	-0,272	-0,381
48	-0,279	-0,391
51	-0,285	-0,4
54	-0,292	-0,408
57	-0,298	-0,417
60	-0,3	-0,42
61	-0,112	-0,157

2.3 Конструктивний розрахунок

2.3.1 Розрахунок колони дерев'яного каркаса будівлі

Вихідні дані:

Висота до низу НКП - 3 м, крок колон 4 м.

Вищі конструкції - CLT панелі перекриття, CLT стінові панелі. Колону проектуємо з CLT клеєного бруса сосни II сорту.

Геометричні параметри будівлі вважаються заданими під час проведення порівняння варіантів, а також під час розроблення архітектурного розділу.

Розрахунок виконується за допомогою програмного комплексу SCAD, що вносить у нього свої особливості. Розрахунку підлягає конструкція каркаса, що складається з колон і плит перекриття.

Розрахункову схему наведено на малюнку 2.1. Під час порівняння варіантів було досягнуто оптимальних показників генеральних розмірів перерізів, які було затверджено в архітектурному розділі. Таким чином, зміна генеральних розмірів перерізів під час розрахунку не бажано. Досягнення необхідних показників міцності має бути досягнуто за рахунок зміни товщини елементів.

Визначення навантажень на колону

1 Постійні навантаження

Постійне навантаження від ваги стінових панелей

$$P_{CT} = q_{cn} \cdot (H - h_{цп}) \cdot a \cdot k \cdot \gamma_n, \quad (2.1)$$

де $q_{cn} = 0,3 \text{ кН/м}^2$ - вага стінових панелей;

$H = 2,805 \text{ м}$ - висота до НКП;

$h_{цп}$ - висота цокольної панелі (її не враховуємо, оскільки дерев'яний каркас будівлі починається з другого поверху);

$a = 4 \text{ м}$ - крок колон;

$k = 1,12$ - коефіцієнт надійності за навантаженням;

$\gamma_n = 1,1$ - коефіцієнт надійності за призначенням будівлі. Підставивши значення у формулу (2.1), отримаємо $P_{CT} = 0,9 \cdot 2,805 \cdot 4 \cdot 1,12 \cdot 1,1 = 12,44 \text{ кН}$.

Постійне навантаження від ваги колони розраховується за формулою

$$P_{кол} = h \cdot b_k \cdot H \cdot p \cdot \gamma_n, \quad (2.2)$$

де h_k , b_k , H - геометричні розміри колони, м;

$\gamma_n = 1,1$ - коефіцієнт надійності за призначенням будівлі;

ρ - об'ємна вага деревини.

Підставивши значення у формулу (2.2), отримаємо

$$P_{\text{кол}} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 2,805 \cdot 5 \cdot 1,1 = 1,39 \text{ кН}.$$

Сумарне навантаження від ваги стінових панелей і ваги колони розраховуємо за формулою:

$$F_2 = P_{\text{СТ}} + P_{\text{кол}}, \quad (2.3)$$

де $P_{\text{СТ}}$ - постійне навантаження від ваги стінових панелей, кН;

$P_{\text{кол}}$ - постійне навантаження від ваги колони, кН.

Підставляє M_0 значення у формулу (2.3), отримуємо:

$$F_2 = 12,44 + 1,39 = 13,83 \text{ кН}.$$

від ваги стінових панелей визначається за формулою

$$M_2 = P_{\text{см}} \cdot e_2 \quad (2.4)$$

де e_2 - ексцентриситет прикладання навантаження (розраховується за формулою (2.5))

$P_{\text{СТ}}$ - те саме, що у формулі (2.1).

$$e_2 = \frac{h_k}{2} + \frac{h_{\text{см}}}{2}, \quad (2.5)$$

де $h_k = 0,3$ м - висота перерізу колони.

$h_{\text{см}} = 0,3$ м - товщина стінової панелі.

Підставивши значення у формули (2.5) і (2.4), отримуємо

$$e_2 = \frac{0,3}{2} + \frac{0,3}{2} = 0,3 \text{ м},$$

$$M_2 = 12,44 \cdot 0,3 = 3,73 \text{ кНм}.$$

Розрахунок колони проводимо як стиснуто - згинального елемента на міцність за формулою

$$\frac{N}{F_{розр}} + \frac{M}{W_{розр}} \leq R_C, \quad (2.6)$$

Значення N і M приймаємо виходячи з епюр зусилля в ПК SCAD з найбільшим зусиллям.

$F_{розр}$ - площа поперечного перерізу елемента.

$W_{розр}$ - розрахунковий момент опору поперечного перерізу.

R_C - розрахунковий опір деревини стисненню вздовж волокон, $R_C = 14$ МПа.

Площу поперечного перерізу колони, м^2 , розраховуємо за формулою

$$F_{розр} = h_k b_k, \quad (2.7)$$

де h_k - висота перерізу колони.

b_k - ширина перерізу колони.

Підставивши значення, отримаємо

$$F_{розр} = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$$

Розрахунковий опір поперечного перерізу колони, обчислюємо за формулою:

$$W_{розр} = \frac{a^3}{6} \quad (2.8)$$

де a - сторона квадрата, $a = 0,3$ м.

Підставивши значення у формулу (2.8), отримаємо

$$W_{розр} = \frac{0,3^3}{6} = \frac{0,027}{6} = 0,045 \text{ м}^2$$

		N		
		кН	кН	
✓	■	-664,009	-617,055	2
✓	■	-617,055	-570,101	0
✓	■	-570,101	-523,147	0
✓	■	-523,147	-476,192	28
✓	■	-476,192	-429,238	26
✓	■	-429,238	-382,284	0
✓	■	-382,284	-335,33	8
✓	■	-335,33	-288,375	36
✓	■	-288,375	-241,421	80
✓	■	-241,421	-194,467	188
✓	■	-194,467	-147,513	244
✓	■	-147,513	-100,558	354
✓	■	-100,558	-53,604	490
✓	■	-53,604	-6,65	762
✓	■	-6,65	0,983	184

Рисунок 2.4 - Поздовжні зусилля від найбільш несприятливого завантаження

		M _y		
		кН*м	кН*м	
✓	■	-182,184	-156,678	1
✓	■	-156,678	-131,172	1
✓	■	-131,172	-105,667	4
✓	■	-105,667	-80,161	4
✓	■	-80,161	-54,655	8
✓	■	-54,655	-29,149	14
✓	■	-29,149	-3,644	222
✓	□	-3,644	3,644	2310
✓	■	3,644	29,147	222
✓	■	29,147	54,651	14
✓	■	54,651	80,154	8
✓	■	80,154	105,658	4
✓	■	105,658	131,162	4
✓	■	131,162	156,665	1
✓	■	156,665	182,169	1

Рисунок 2.5 - Згинальні моменти від найбільш несприятливого завантаження

Приймаємо значення поздовжнього зусилля $N = 664,01$ кН, $M = 182,18$ кНм, тоді підставивши значення у формулу (2.6), отримуємо

$$\frac{664,01}{0,09} + \frac{182,18}{0,045} = 7377,89 + 4084,44 = 11,43 \text{ МПа} \leq 14 \text{ МПа}.$$

Умова виконується. Міцність колони забезпечена. Залишаємо перетин 300x300 мм.

Так само зробимо розрахунок колони, як центрально стиснутого елемента на міцність і стійкість. Перетин 300x300 мм.

Площа поперечного перерізу за формулою (2.7), тоді

$$F_{\text{розр}} = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$$

Перевірка на міцність виконується за формулою

$$\frac{N}{F_{розр}} \leq R_c, \quad (2.9)$$

Іє N - те саме що у формулі (2.6).

$F_{розр}$ - те саме що у формулі (2.6).

R_c - те саме що у формулі (2.6).

Підставивши значення у формулу (2.9), отримаємо

$$\frac{664,01}{0,09} \leq 7,38 \text{ МПа} \leq 14 \text{ МПа}.$$

На стійкість за формулою

$$|\sigma| = \frac{N}{\varphi F_{розр}} \leq R_c, \quad (2.10)$$

де N - те саме що у формулі (2.6).

$F_{розр}$ - те саме що у формулі (2.6).

R_c - те саме що у формулі (2.6).

Гранична гнучкість рахується за формулою

$$\lambda = \frac{l_0}{r}, \quad (2.11)$$

$$\text{де } l_0 = \mu_0 l = 2,2 \cdot H \quad (2.12)$$

μ_0 - коефіцієнт приведення довжини, що залежить від форми закріплення.

Підставивши значення $H = 2,805$ м у формулу (2.12), отримуємо

$$l_0 = \mu_0 \cdot l = 2,2 \cdot H = 2,2 \cdot 2,805 = 6,171 \text{ м},$$

Тоді за формулою (2.11) отримаємо значення коефіцієнта λ

$$\lambda = \frac{l_0}{0,289 \cdot h_k} = \frac{6,171}{0,289 \cdot 0,3} = 71,18;$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2}, \quad (2.13)$$

Де А - для деревини приймається рівним 3000.

Підставивши значення у формулу (2.13), отримуємо

$$\varphi = \frac{3000}{71,18^2} = 0,592.$$

Приймаємо максимальне значення поздовжнього зусилля в колоні другого поверху $N = 664,01$ кН, тоді з умови стійкості (2.10) отримуємо

$$\frac{664,009}{0,592 \cdot 0,09} = 12,46 \text{ МПа} \leq 14 \text{ МПа}.$$

Стійкість забезпечено.

2.3.2 Розрахунок плити перекриття дерев'яного каркаса будівлі

Плита перекриття представлена клеєною CLT панеллю. По всіх чотирьох кутах спирається на колони. Шляхом сполучення через металеві стакани зі з'єднаннями на стержнях, вклеєних уздовж волокон колон.

Властивості (геометричні характеристики) перерізу плити наведено на рисунку 2.6.

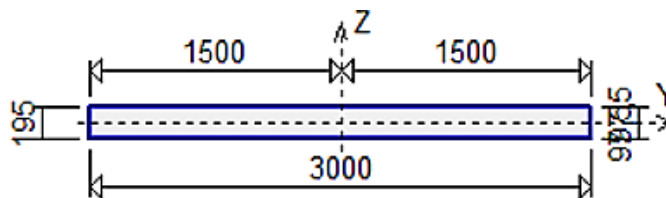


Рисунок 2.6 - Властивості перерізу. Деревина панелі - сосна І і ІІ сорту

Покриття підлоги виконано зі звукоізоляційних плит "ROCKWOOL завтовшки 50 мм, плаваючої армованої ц/п (бетонної стяжки завтовшки 50 мм,

лінолеуму завтовшки 3 мм.

Перетин панелі приймаємо 3000x195, вологість (12±2) %. Розрахункові характеристики матеріалів для клеєних елементів деревини сосни І і ІІ сорту див. у таблиці 2.6.

Таблиця 2.6 - Розрахункові характеристики матеріалів

Найменування	Розрахункове навантаження, МПа
Розрахунковий опір розтягуванню вздовж волокон R_p	$R_p = 12$
Розрахунковий опір стисненню вздовж волокон R_c	$R_c = 16$
Розрахунковий опір сколюванню вздовж волокон $R_{ск}$	$R_{ск} = 1,6$
Модуль пружності вздовж волокон E	$E = 10000$
Модуль пружності поперек волокон E_{90}	$E_{90} = 400$

Конструктивна довжина панелі l_c , мм, визначається за формулою

$$l_c = l_n - 2 \cdot c, \quad (2.14)$$

де c - величина майданчика обпирання.

l_n - номінальна довжина панелі, м.

Приймаємо $l_n = 8000$ мм; $c = 300$ мм.

Підставляємо значення у формулу (2.14), отримуємо

$$l_c = 8000 - 2 \cdot 300 = 7400 \text{ мм.}$$

Виконуємо перевірку проміжного опорного вузла панелі на зминання за формулою

$$a = \frac{A}{R_{зм} \cdot b}, \quad (2.15)$$

$R_{зм}$ - розрахунковий опір місцевому зминанню поперек волокон деревини.

b - ширина перерізу перекриття, м.

A - величина опорної реакції, кН.

$R_{зм}$ - розрахунковий опір місцевому зминанню поперек волокон деревини в опорних частинах конструкцій таблиця 2.6.

Приймаємо $R_{зм} = 3$ МПа; $b = 195$ мм; $A = 10,134$ кН.

Підставляємо у формулу (2.15), отримуємо

$$a = \frac{10,134 \cdot 10^3}{3 \cdot 10^2 \cdot 195} = 0,17 \text{ см.}$$

Фактичне значення майданчика спирання на проміжній опорі становить 300 мм, що забезпечує міцність опорного вузла.

2.3.3 Збір навантажень на панель

Навантаження на панель і визначення повного навантаження наведено в таблиці 2.7.

Розрахункову схему плити наведено на малюнку 2.7.

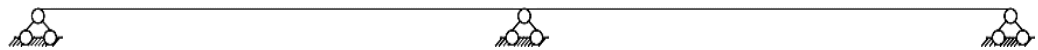


Рисунок 2.7 - Розрахункова схема плити перекриття

Розрахунок виконано за допомогою утиліти ПК "SCAD Office" програми і представлений у таблиці 2.7.

Таблиця 2.7 - Результати розрахунку плити

Перевірка	Коефіцієнт використання
Міцність елемента при дії згинального моменту	0,058
Міцність при дії поперечної сили	0,024
Стійкість плоскої форми деформування	$3,164 \cdot 10^{-005}$
Прогин	0,054

Максимальний прогин - 0,001 м.

Таким чином, усі умови міцності за першим і другим граничним станом

виконуються, тому остаточно приймаємо плиту перекриття прямокутного перерізу з такими геометричними характеристиками

Довжина плити $l = 8000$ м.

Висота перерізу плити $b = 195$ мм.

2.3.4 Результати розрахунку армування

Армуванню підлягає монолітний каркас будівлі, а саме перекриття другого поверху; колони першого поверху перетином 700×700 мм. Результати армування плити перекриття (рисунок 2.8).

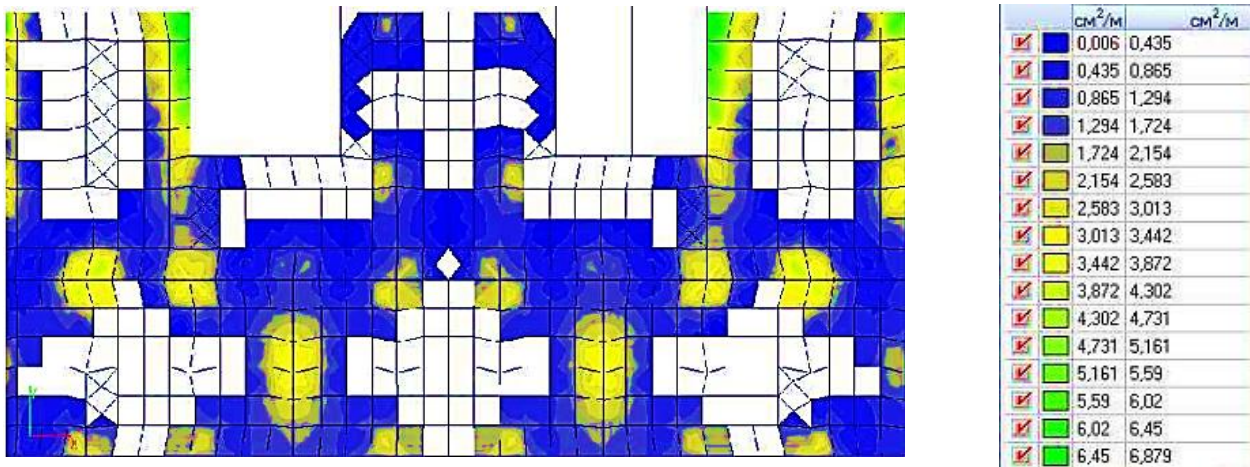


Рисунок 2.8 - Армування монолітної плити перекриття другого поверху

2.4 Результати армування плити перекриття

Коефіцієнт надійності за відповідальністю $N = 0,95$. Коефіцієнт надійності відповідальності (2-й граничний стан) = 1. Тип елемента - Оболонка Товщина 300 мм. Верхній захисний шар 20 мм Нижній захисний шар 20 мм

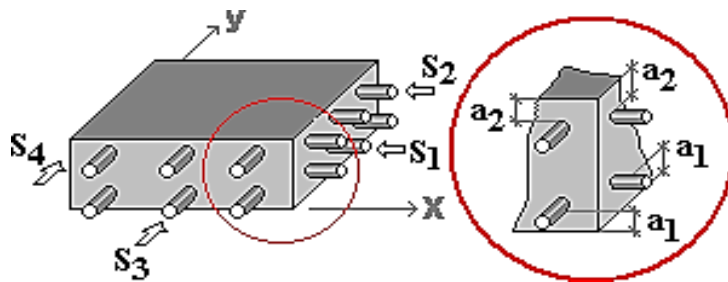


Рисунок 2.9 - Армування пластин

Таблиця 2.8 - Армуатура, що використовується

Армуатура	Клас	Коефіцієнт умов роботи
Поздовжня	A400	1
Поперечна	A240	1

Вид бетону: Важкий. Клас бетону: C20/25

Таблиця 2.9 - Коефіцієнти умов роботи бетону

γ_{b1}	врахування навантажень тривалої дії	0,9
γ_{b2}	врахування характеру руйнування	1
γ_{b3}	врахування вертикального положення під час бетонування	1
γ_{b5}	врахування заморожування/відтавання та негативних температури	1

Вологість повітря навколишнього середовища - 40-75%

Таблиця 2.10 – Напруження

	Тип	M_x	M_y	M_{xy}	N_x	N_y	T_{xy}	Q_x	Q_y
		кН*м/м	кН*м/м	кН*м/м	кН/м	кН/м	кН/м	кН/м	кН/м
1	Розрахункові	-4,749	6,087	-7,575	-0,336	-5,457	-3,449	- 10,19 9	- 0,331
2	Розрахункові	-3,701	6,037	-7,159	-0,368	-5,909	-3,363	-8,37	- 0,104
3	Розрахункові	-4,478	5,859	-7,181	-0,324	-5,19	-3,269	-9,639	- 0,363
4	Розрахункові	-4,007	6,252	-7,547	-0,378	-6,129	-3,531	-8,985	- 0,092
5	Розрахункові	-4,393	5,785	-7,032	-0,327	-4,897	-3,096	-9,457	- 0,501

Продовження таблиці 2.10

6	Розрахункові	-4,126	6,314	-7,69	-0,373	-6,368	-3,689	-9,222	0,026
7	Розрахункові	-4,407	6,228	-7,757	-0,495	-5,435	-2,987	-9,681	- 1,013
8	Розрахункові	-4,08	5,882	-6,966	-0,217	-6,07	-3,885	-8,947	0,593
9	Розрахункові	-3,855	6,086	-7,296	-0,361	-6,101	-3,509	-8,661	- 0,006
10	Розрахункові	-4,629	6,025	-7,432	-0,341	-5,218	- 3,291	-9,963	- 0,449
11	Розрахункові	-4,467	6,174	-7,516	-0,237	-6,512	- 4,159	-9,74	0,653
12	Розрахункові	-4,013	5,942	-7,233	-0,504	-4,873	- 2,583	-8,88	- 1,259
13	Розрахункові	-4,048	5,911	-7,095	-0,35	-5,434	-3,24	-8,915	- 0,301

Таблиця 2.11 - Результати підбору арматури

		Нижня		Верхня	
		S ₁	S ₃	S ₂	S ₄
Діаметр	мм	6	8	8	6
Крок	мм	400	350	400	400
Площі арматури на погонний метр (за сортаментом)	см ²	0,707	1,437	1,257	0,707

2.5 Результати армування колон

Коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma^n = 1$. Коефіцієнт надійності за відповідальністю (2-й граничний стан) = 1. Довжина елемента 4,4 м. Коефіцієнт розрахункової довжини в площині ХоУ 1,2

Коефіцієнт розрахункової довжини в площині ХоZ 1,2. Випадковий ексцентриситет по Z 14,7 мм. Випадковий ексцентриситет по У 14,7 мм. Конструкція статично невизначена. Гранична гнучкість – 120

Таблиця 2.12 - Перетин колони

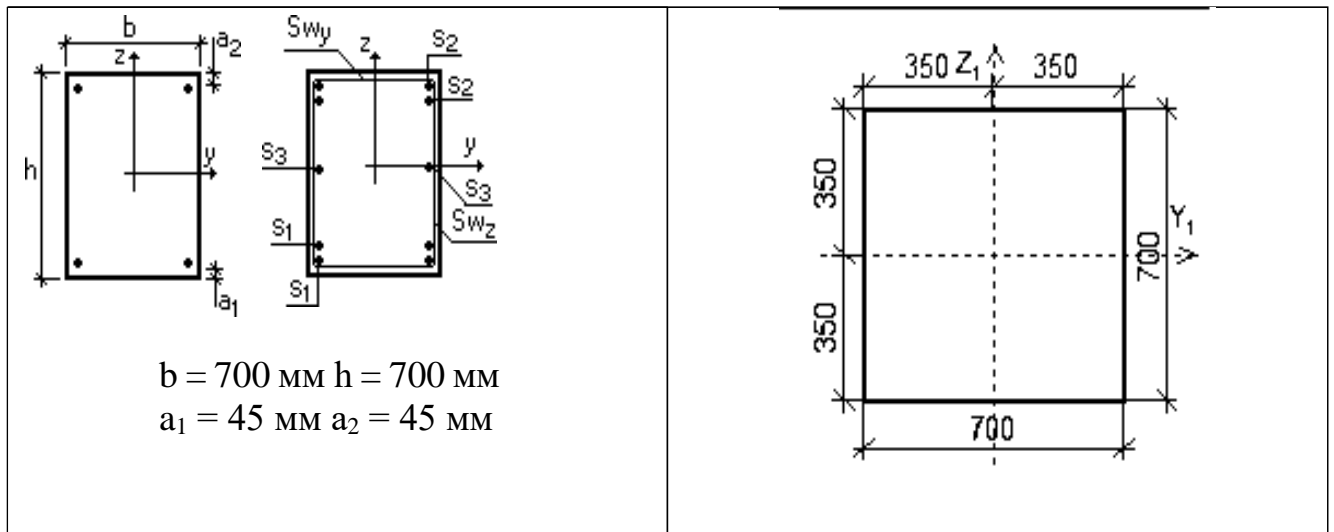


Рисунок 2.10 - Навантаження на колону

Таблиця 2.13 - Арматура, що використовується

Арматура	Клас	Коефіцієнт умов роботи
Поздовжня	A400	1
Поперечна	A240	1

Вид бетону: Важкий Клас бетону: C20/ 25 Щільність бетону $2,5 \text{ т/м}^3$

Таблиця 2.14 - Коефіцієнти умов роботи бетону

γ_{b1}	врахування навантажень тривалої дії	0,9
γ_{b2}	врахування характеру руйнування	0,9
γ_{b3}	врахування вертикального положення під час бетонування	0,85
γ_{b5}	врахування заморожування/відтавання і від'ємних температур	1

Вологість повітря навколишнього середовища - 40-75%



Рисунок 2.11 - Схема ділянок

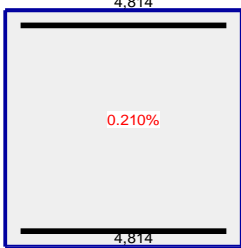
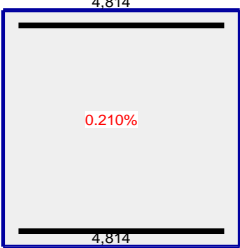
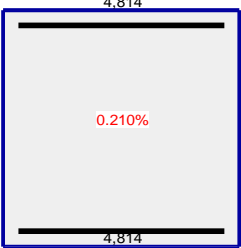
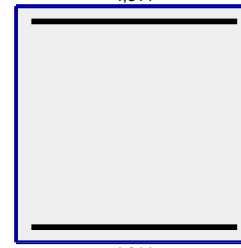
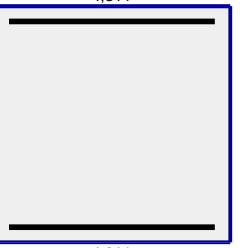
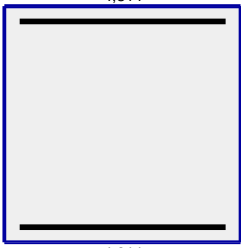
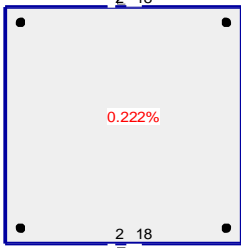
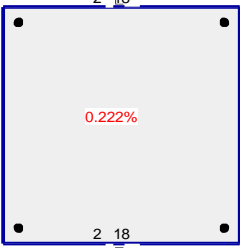
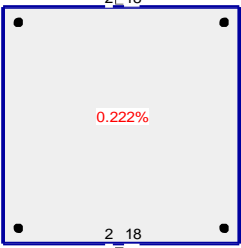

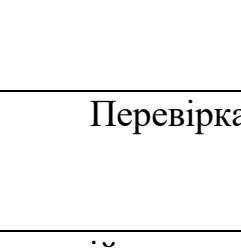
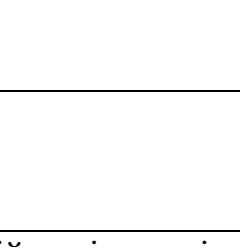
Таблиця 2.15 - Задане армування

Ділянка	Довжина (м)	Арматура	Перетин
1	4,2	$S_1 - 2\emptyset 18$ $S_2 - 2\emptyset 18$ Поперечна арматура вздовж осі Z $2\emptyset 12$, крок поперечної арматури 150 мм Поперечна арматура вздовж осі Y $2\emptyset 12$, крок поперечної арматури 150 мм	<p>A square cross-section diagram with a blue border. Inside the square, there are four vertical lines representing reinforcement bars, two on each side.</p>

Таблиця 2.16 - Перерізи арматури колони

Перетин	Поздовжня арматура		
	Симетрична		
	S_1	S_3	%
	см ²	см ²	
1	4,814	4,94	0,21
2	4,814	4,94	0,21
3	4,814	4,94	0,21

Таблиця 2.17 - Перерізи арматури колони

Арматура		Перетин		
		1	2	3
Продовгувата симетрична	см ²			
				
Продовгувата симетрична	Ø мм			
				

Таблиця 2.18 - Результати розрахунку

Ділянка	Коефіцієнт використання	Перевірка
1	0,573	Міцність по граничній повздовжній силі перерізу
2	0,659	Міцність по граничному моменту перерізу
3	0,439	Деформації в стиснутому бетоні
4	0,227	Повздовжня сила при обліку прогину при гнучкості $L_0/i > 14$
5	0,008	Міцність по бетонній смузі між похилими перерізами
6	0,029	Міцність по похилому перетину
7	0,061	Поперечна сила за відсутності
8	0,384	Гранична гнучкість у площині XoY
9	0,384	Гранична гнучкість у площині XoZ

2.5.1 Аналіз результатів розрахунку колони в осях 7/Ж

Колону армуємо 4 стержнями поздовжньої симетричної арматури $\emptyset 18A400$ з позначки -0,500 до позначки +3,600, заводимо стрижні у верхню частину на довжину анкерування сполучення із ЗД-1. Поперечну арматуру призначаємо хомутами з $\emptyset 12A240$ із кроком у приопорних ділянках 150 мм за висотою, у решті зони 300 мм за висотою.

Товщину захисного шару поздовжньої арматури приймаємо не менше, ніж 20 мм і не менше самого діаметра.

2.5.2 Конструювання вузла защемлення колони в монолітній плиті перекриття

Ухвалюємо рішення вузла защемлення колони в монолітній плиті перекриття із застосуванням залізобетонної приставки з бетону класу C20/25, з якої випущено чотири стрижні арматури періодичного профілю зі сталі класу А-240. Вклеювання арматурних стрижнів у деревину здійснюють за допомогою епоксидно-цементного клею марки ЕПЦ-1.

Приймаємо попередній діаметр арматурних стрижнів 18 мм.

Тоді діаметр отвору буде

$$d_{\text{отв}} = d_a + 5 = 18 + 5 = 23 \text{ мм.}$$

де $d_{\text{отв}}$ - діаметр отвору в колоні вздовж волокон.

Відстань між віссю арматурного стержня до зовнішніх граней колони має бути не менше:

Під час визначення зусиль в арматурних стержнях враховуємо, що міцність бетону на зминання більша за міцність деревини.

Нехтуючи роботою стиснутих арматурних стрижнів, зусилля у розтягнутих арматурних стержнях знаходимо, використовуючи дві умови рівноваги

$$\sum N = 0;$$

$$\sum N = 0; \quad (2.17)$$

$$-N_a + N + \frac{R_{c,др} \cdot b_k \cdot x}{2} = 0.$$

$$\sum M = 0; \quad (2.18)$$

$$M + N \cdot \left(\frac{h_k}{2} - a\right) - \frac{R_{c,др} \cdot b_k \cdot x}{2} \cdot \left(h_k - a - \frac{x}{3}\right) = 0.$$

де N - розрахункове поздовжнє зусилля, $N = 664,01$ кН;

M - розрахунковий згинальний момент, $M = 182,18$ кНм;

$R_{c,др}$ - опір клеєної деревини зминанню вздовж волокон,

$R_{c,др} = 16$ МПа;

h_k , b_k - перетин колони, $h_k = b_k = 0,3$ м;

a - те саме, що й у формулі (2.16).

Підставивши відомі значення рівняння у формули (2.17), (2.18), отримаємо:

$$-N_a + (-664,01 \cdot 10^3) + \frac{16 \cdot 0,3 \cdot x}{2} = 0.$$

$$182,18 \cdot 10^3 + 664,01 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{0,3}{2} - 0,036\right) - \frac{16 \cdot 0,3 \cdot x}{2} \cdot \left(0,3 - a - \frac{x}{3}\right) = 0.$$

З другого рівняння виразимо x і підставимо в друге, знайдемо N_a .

$$0,7x^2 - 0,554x + 10,65 \cdot 10^3 = 0;$$

$$D = b^2 - 4ac = -298152,01;$$

$$x = \frac{0,554 + \sqrt{298152,01}}{1,4} = 390,42;$$

$$106699,44 - 216,29 - 106482,97 = -0,18 \text{ кН}.$$

Стискуюче зусилля, арматура за розрахунком не потрібна.

Приймаємо конструктивно арматуру $\emptyset 18$ мм А - II. Стрижні розставляємо симетрично з боків колони для забезпечення надійнішого з'єднання приставки з колоною.

2.5.3 Конструювання вузла сполучення колони с плитою перекриття

Приймаємо рішення вузла із застосуванням металевої заставної деталі, з якої випущено чотири стрижні арматури періодичного профілю зі сталі класу А-240. Вклеювання арматурних стрижнів у деревину здійснюється за допомогою епоксидно-цементного клею марки ЕПЦ-1.

Розрахункову несучу здатність, T , кН, стержня, що вклеюється, на висмикування або продавлювання уздовж волокон у розтягнутих і стиснутих стиках елементів дерев'яних конструкцій із сосни та ялини слід визначати за формулою

$$T = 0,75cd_{отв}, \quad (2.18)$$

де c - товщина середніх елементів, а також рівних за товщиною або більш товстих елементів одно зрізних з'єднань;

$d_{отв}$ - діаметр отвору для арматурних стрижнів.

Плити перекриттів стягують стяжними болтами металевих стаканів колон.

Елементи конструкцій мають бути стягнуті болтами або шпильками у вузлах і стиках, а складові елементи на піддатливих з'єднаннях - стягнуті і між вузлами або з'єднані за допомогою вклеєних стрижнів чи гвинтів. Число болтів або шпильок визначається розрахунком, але має бути не менше двох у вузлі або стику. У з'єднаннях на циліндричних нагелях має бути поставлено щонайменше 3 стяжних болтів з кожного боку стику. Для кожної металевої заставної деталі (склянки) приймаємо по 4 стяжних болта, діаметром $\emptyset 22$ мм.

Стягуючі болти приймаємо $\emptyset 22$ мм і защемляємо жорсткою (зварною) закладенням у нижньому металевому стакані.

Виходячи з умови роботи на зминання, приймаємо сталевий стакан з опорними пластинами в основі і стяжними болтами класу точності В, класу міцності 4,8.

Число болтів у симетричному з'єднанні знаходять за формулою

$$n = \frac{N}{T_{\min} \cdot n_{\text{шв}}}, \quad (2.19)$$

де N - розрахункове зусилля, кН;

T_{\min} - найменша розрахункова несуча здатність;

$n_{\text{шв}}$ - число розрахункових швів одного стягувального болта.

Приймаємо сталеві циліндричні болти діаметром $\emptyset 22$ мм.

Визначимо розрахункову несучу здатність на один шов.

Змінання у всіх елементах рівної товщини, а також у більш товстих елементах одно зрізних з'єднань

$$T = 0,53 \cdot c \cdot d, \quad (2.20)$$

де c - товщина середніх елементів, а також рівних за товщиною або більш товстих елементів однозрізних з'єднань;

d - діаметр отвору.

Змінання в крайніх елементах

$$T = 0,5 \cdot a \cdot d, \quad (2.21)$$

де a - товщина крайніх елементів, а також більш тонких елементів однозрізних з'єднань.

Вигин болта

$$T = 2,5d^2 + 0,025 a^2, \quad (2.22)$$

Де d - те саме, що й у формулі (2.20); a - те саме, що й у формулі (2.21).

Підставивши значення у формули (2.18), (2.19), (2.20), отримаємо

$$T = 0,53 \cdot 20 \cdot 2,2 = 22 \text{ кН};$$

$$T = 0,5 \cdot 4 \cdot 2,2 = 4,4 \text{ кН};$$

$$T = 2,5 \cdot 2,2^2 + 0,025 \cdot 4^2 = 12,5 \text{ кН}.$$

Найменша розрахункова несуча здатність приймається рівною 4,4 кН. Поздовжнє зусилля в несучому елементі конструкції $N = 32,5$ кН. Підставивши значення у формулу (2.17), отримаємо

$$T = 2,5d^2 + 0,025 a^2, \quad (2.23)$$

Приймаємо 4 стягувальні болти $\varnothing 22$ мм.

2.6 Проектування фундаментів

2.6.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва

Висота над рівнем моря - 287 метрів. Сніговий район III, розрахункове значення ваги снігового покриву 140 кгс/м^2 . Вітровий район III, нормативне значення вітрового тиску 50 кгс/м^2 . Ожеледний район III з товщиною стінки ожеледиці 10 мм .

2.6.2 Відомості про особливі природні кліматичні умови території, на якій розташовується земельна ділянка, надана для розміщення об'єкта капітального будівництва

Сейсмічність району вишукувань становить: для об'єктів масового будівництва - 6 балів, для об'єктів підвищеної відповідальності - 6 балів, для особливо відповідальних об'єктів - 6 балів.

2.6.3 Відомості про міцнісні та деформаційні характеристики ґрунту в основі об'єкта капітального будівництва

Згідно з інженерно-геологічним розрізом, ділянка робіт складна такими видами ґрунтів:

ІГЕ-1. Насипний ґрунт.

ІГЕ-2. Суглинок напівтвердий.

ІГЕ-3. Суглинок твердий.

ІГЕ-4. Щебенистий ґрунт.

ІГЕ-5. Долерит сер. міцності.

Ґрунти в межах майданчика вишукувань характеризуються як неагресивні щодо бетону марки W4 за водопроникністю.

За результатами досліджень встановлено, що ґрунти мають низьку агресивність до алюмінієвих оболонки кабелів і середню до свинцевих оболонки кабелів, середню активність щодо вуглецевої сталі. Ґрунтових вод не виявлено.

2.6.4 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва

Фундамент будівлі являє собою ростверк на основі із забивних паль.

Висота ростверку 1500 мм.

Розміри ростверка 1600x1600.

Ростверк має один ступінь висотою 600 мм. і вильотом 350 мм.

Фундамент виконано з бетону класу C16/20.

Під ростверком передбачено підготовку з бетону класу C5/7,5 $\delta = 100$ мм. ростверк армований арматурою кл. А 400.

2.6.5 Вихідні дані

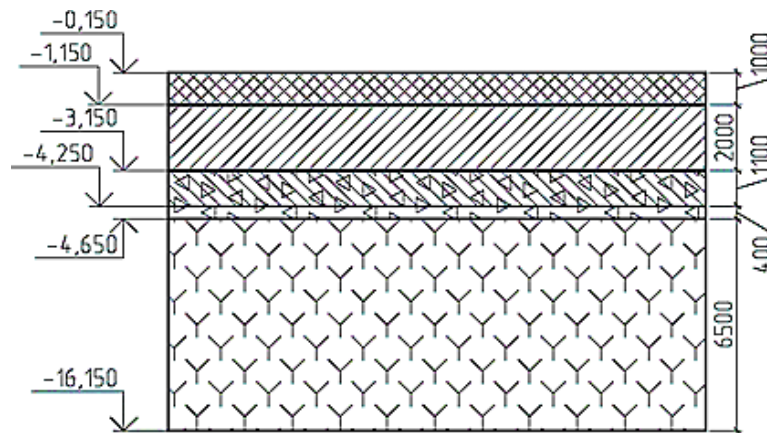


Рисунок 2.12 - Інженерно-геологічна колонка

Таблиця 2.19 - Характеристика ґрунту основи

№ ПЕ	Повне найменування	Потужність шару,	W	ρ , Т/М ³	ρ_s , Т/М ³	ρ_d , Т/М ³	e	S_r	γ , кН/М ³	γ_{sb} , кН/М ³	WP	WL	IL	c, кПа	ϕ , град	E, МПа	R_o , кПа
1	Насипний ґрунт	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Суглинок напівтвердий	2,0	0,15	1,7	2,71	1,47	0,84	0,48	17	-	0,24	0,39	<0	22	22	14	225
3	Суглинок твердий	1,1	0,14	2,1	2,71	1,84	0,47	0,81	21,0	-	0,15	0,23	<0	45	25,8	32,6	300
4	Щебенистий ґрунт	0,4	-	2,12	-	-	-	-	21,2	-	-	-	-	-	44	50	500
55	Долерит ср.	6,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	500

де W - вологість;

ρ - щільність ґрунту;

ρ_s - щільність твердих частинок ґрунту;

e - коефіцієнт пористості ґрунту;

S_r - ступінь водонасичення;

γ - питома вага ґрунту;

γ_{sb} - питома вага ґрунту, нижче рівня підземних вод;

W_p - вологість на межі розкочування;

W_L - вологість на межі плинності;

I_L - показник плинності; I_p - число пластичності;

c - питоме зчеплення ґрунту;

φ - кут внутрішнього тертя;

E - модуль деформації;

R_0 - розрахунковий опір ґрунту.

2.6.6 Аналіз ґрунтових умов

1. З поверхні складено слабкий насипний ґрунт (1,0 м.).
2. Ґрунти не просадні.
3. Підземних вод не виявлено.

2.6.7 Навантаження. Вихідні дані

Максимальне навантаження на верх фундаменту від колони становить $N = 783,2$ кН.

2.6.8 Проектування пальового фундаменту із забивних паль

Глибину закладення ростверку d_p приймаємо мінімальною з конструктивних вимог. Висоту ростверку приймаємо $h_p = 1,5$ м. Відмітка підошви фундаменту $d_p = -1,500$ м.

Відмітку голови палі приймаємо - 1,200 м. Відмітка голови після розбивки - 1,450 м. Закладення палі в ростверк відбувається на 300 мм. Як несучий шар приймаємо ґрунт: дореліт. Заглиблення паль у дореліт має бути не менше 0,5 м, тому довжину паль приймаємо 4 м. С40.30.

Відмітка нижнього кінця палі -5,200 м. Перетин палі приймаємо 300x300 мм.

2.6.9 Визначення несучої здатності палі

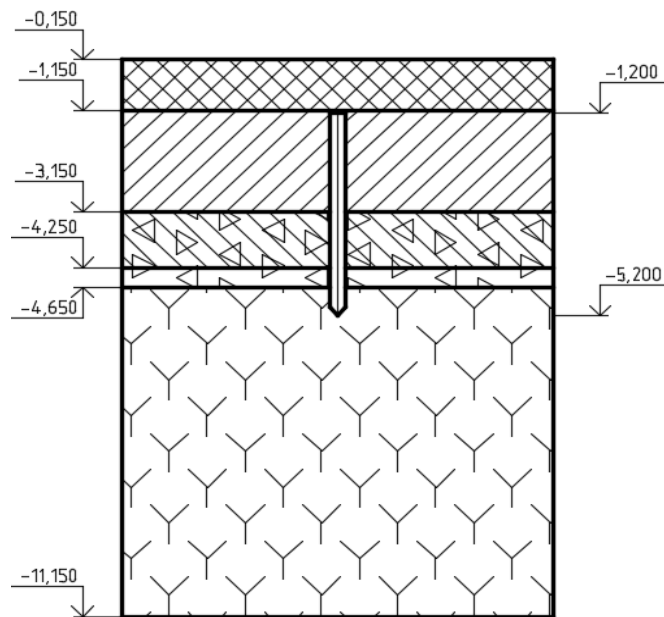


Рисунок 2.13 - Схема розташування забивної палі в ґрунті

Оскільки паля спирається на нестисливий ґрунт, вона є палею-стійкою, що працює тільки за рахунок опору ґрунту під нижнім кінцем.

Несуча здатність палі-стійки визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A = 1,0 \cdot 20000 \cdot 0,09 = 1800 \text{ кН}, \quad (2.24)$$

де γ_c - коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 1,0;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі-стійки, що приймається 20000 кПа, згідно з табл. 2 [2];

$A = 0,09 \text{ м}^2$ - площа поперечного перерізу палі.

Допустиме навантаження згідно з розрахунком становитиме

$F_d / \gamma_k = 1800 / 1,4 = 1285,7 \text{ кН}$, де $\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності палі за навантаженням. Приймаємо обмеження за навантаженням на палю - 600 кН.

2.6.10 Визначення кількості паль і розміщення їх у фундаменті

Кількість паль у куці визначаємо за формулою

$$n = \frac{\Sigma N}{F_d / \gamma_k - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}, \quad (2.25)$$

де $\Sigma N = N_{max} = 783,2$ кН - розрахункове навантаження,

F_d / γ_k - допустиме навантаження на палю,

$0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}$ - навантаження, що припадає на одну палю, m^2 ,

0,9 - площа ростверку, що припадає на одну палю, m^2 ,

$d_p = 1,35$ м - глибина закладення ростверку,

$\gamma_{cp} = 20$ кН/м - усереднена середня вага ростверку і ґрунту на його обрізах.

Підставивши значення у формулу (2.25), отримаємо

$$n = \frac{783,2}{600 - 0,9 \cdot 1,35 \cdot 20} = 1,36 \approx 4$$

Розстановку паль у куці приймаємо виходячи з умови рис. 2.14.

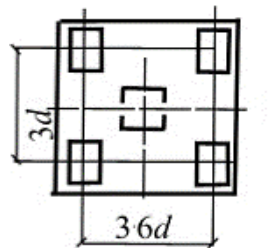


Рисунок 2.14 - Схема розміщення паль

Розміри ростверку з урахуванням зсуву його за зовнішні грані паль - 1600x1600мм.

Приведення навантажень до підшви ростверку

$$N_I' = N_{max} + N_p = N_{max} + b_p \cdot l_p \cdot d_p \cdot \gamma_{cp} \cdot \gamma_n = 783,2 + 1,6 \cdot 1,6 \cdot 1,35 \cdot 20 \cdot 1,1 = 859,2 \text{ кН};$$

2.6.11 Визначення навантажень на палі та перевірка несучої здатності палі

Перевіримо виконання умов:

$$\begin{cases} N_{\text{св}} \leq F_d/\gamma_k; \\ N_{\text{св}}^{\text{кр}} \leq 1,2 F_d/\gamma_k; \\ N_{\text{св}}^{\text{кр}} \geq 0; \end{cases}$$

де $N_{\text{пл}}^{\text{кр}}$ - навантаження на палю крайнього ряду.

$$N_{\text{св}} = \frac{N'}{n}; \quad (2.27)$$

де n - кількість палі у куці.

Для наочності зведемо отримані дані в табл.2.20

Таблиця 2.20 - Навантаження на палі

Номер палі	I комбінація	F_d/γ_k ($1,2 F_d/\gamma_k$), кН
	$N_{\text{пл}}$, кН	
1,2	214,8	720
4,5	214,8	720

З таблиці видно, що несуча здатність палі забезпечена. Залишаємо 4 палі.

2.6.12 Конструювання ростверку

Колона залізобетонна перерізом 700x700 мм. встановлюється на фундамент висотою 1500 мм і розмірами 1600x1600. Зв'язок із ростверком відбувається через арматурні стрижні діаметром 25 мм. Заглиблення стрижнів у фундамент відбувається на 0,8 м. Ростверк має один ступінь висотою 600 мм. і вильотом 350 мм.

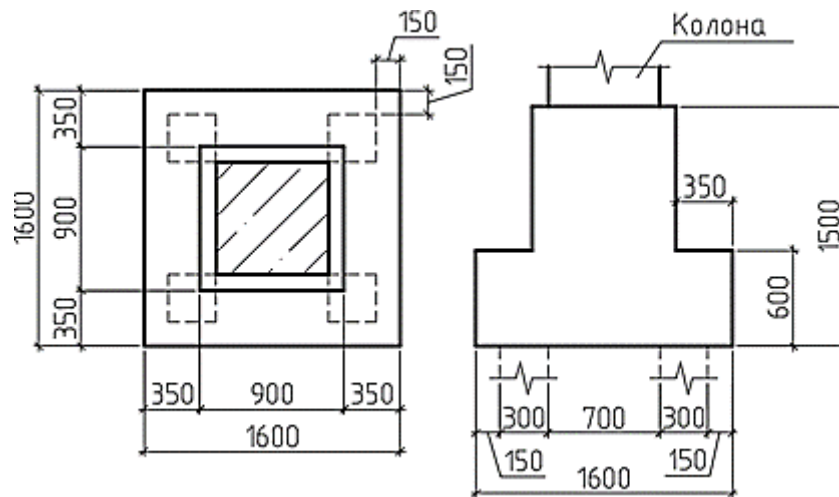


Рисунок 2.15 - Схема ростверку з позначенням розмірів

2.6.13 Розрахунок ростверку на продавлювання колоною

Суть перевірки полягає в тому, щоб сила, що продавлює, не перевищила міцності бетону на розтягнення по гранях піраміди продавлювання.

Перевірка проводиться з умови:

$$F \leq \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot h_{op}}{\alpha} \left[\frac{h_{op}}{c_1} (b_k + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_k + c_1) \right], \quad (2.28)$$

де $F = 2(N_{пл1} + N_{пл2}) = 859,2$ кН - розрахункова сила, що продавлює;

$R_{bt} = 900$ кПа - розрахунковий опір бетону розтягуванню для класу бетону С16/20;

h_{op} - робоча висота ступеня ростверку;

α - коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили N через стінки склянки, що визначається за формулою:

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c}{N_k} = 1 - \frac{0,4 \cdot 900 \cdot 2(0,7 + 0,7)0,85}{859,2} = 0,003 < 0,85.$$

Приймаємо $\alpha = 0,85$.

b_k, l_k - розміри перерізу колони, м;

c_1, c_2 - відстань від граней колони до граней основи піраміди продавлювання,

м, приймають не більш як $h_{op} = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м і не менш як $0,4 h_{op} = 0,22$ м.

Приймаємо $c_1 = 0,22$ м, $c_2 = 0,22$ м.

$$F = 859,2 \text{ кН} \leq \frac{2 \cdot 900 \cdot 0,85}{0,85} \left[\frac{0,85}{0,22} (0,7 + 0,22) + \frac{0,85}{0,22} (0,7 + 0,22) \right] \\ = 12\,796 \text{ кН.}$$

Умова виконується. Залишаємо клас бетону В20.

2.6.14 Розрахунок і проектування армування

Розрахуємо і запроектуємо арматуру плитної частини фундаменту.

Під тиском відсічі ґрунту фундамент згинається, у перерізах виникають моменти, які визначають, вважаючи ступені такими, що працюють як консоль, затиснута в тілі фундаменту, за формулою:

$$\begin{aligned} M_{xi} &= N_{сви} X_i, \\ M_{yi} &= N_{сви} Y_i, \end{aligned} \quad (2.29)$$

де $N_{плі}$ - розрахункове навантаження на палю, кН;

i_x , Y_i - відстань від центру кожної палі в межах консолі, що згинається, до перерізу, що розглядається.

За величиною моментів у кожному перерізі визначимо площу робочої арматури:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi h_{oi} R_s'} \quad (2.30)$$

де h_{oi} - робоча висота кожного перерізу, м, визначається як відстань від верху перерізу до центру робочої арматури:

для перерізу 1-1: $h_{o2} = h - 0,05 = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м;

для перерізу 2-2: $h_{o2} = h - 0,05 = 1,5 - 0,05 = 1,45$ м;

для перерізу 1'-1': $h_{o2}' = h - 0,05 = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м;

для перерізу 2'-2': $h_{o2}' = h - 0,05 = 1,5 - 0,05 = 1,45$ м;

R_s - розрахунковий опір розтягуванню, для арматури А-400 - $R_s = 365$ МПа;

ξ - коефіцієнт, який визначають залежно від величини

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{oi}^2 R_b} \quad (2.31)$$

b_i - ширина стиснутої зони перерізу.

R_b - розрахунковий опір на осьове стиснення, для бетону С16/20 - $R_b = 11,5$ МПа.

Моменти в перерізах визначаємо за формулами

$M_{xi} = N_{плі} x_i$ і $M_{yi} = N_{плі} y_i$, тоді

$M_{1-1} = 214,8 * 2 * 0,05 = 21,48$ кНм,

$M_{2-2} = 214,8 * 2 * 0,15 = 64,44$ кНм,

$M'_{1-1} = 214,8 * 2 * 0,05 = 21,48$ кНм,

$M'_{2-2} = 214,8 * 2 * 0,15 = 64,44$ кНм.

Таблиця 2.21 - Результати розрахунку армування плитної частини фундаменту.

Перетин	М, кН-м	α_m	ξ	h_{oi} , м	A_s , см ²
1-1	21,48	0,14	0,92	0,55	21,48
2-2	64,44	0,04	0,98	1,45	64,44
1'-1'	21,48	0,14	0,92	0,55	21,48
2'-2'	64,44	0,04	0,98	1,45	64,44

З конструктивних міркувань для сітки С-1 приймаємо крок арматури в обох напрямках 200 мм, отже сітка С-1 має в напрямку l - 8 \emptyset 12 А400, у напрямку b - 8 \emptyset 12 А400. Довжини стрижнів приймаємо відповідно 1500 мм і 1500 мм.

Для компенсації деформацій у поперечному напрямку, що виникають від тиску опорної бази колони, влаштовуємо сітку С-3 у верхній частині фундаменту. Крок арматури приймаємо в обох напрямках 200 мм. Довжини стрижнів приймаємо

850 мм. і діаметром $\varnothing 10$.

2.6.15 Проектування пальового фундаменту з буронабивних паль

Висоту ростверку приймаємо $h_p = 1,5$ м. Відмітка підшви фундаменту $d_p = -1,500$ м. Відмітку голови палі приймаємо - 1,450 м. Закладення палі в ростверк відбувається на 50 мм. Як несучий шар приймаємо ґрунт: долерит.

Заглиблення паль долерит має бути не менше 0,5 м. Довжину паль приймаємо 4 м. Відмітка нижнього кінця палі -5,450 м. Діаметр палі 320 мм.

Визначення несучої здатності паль

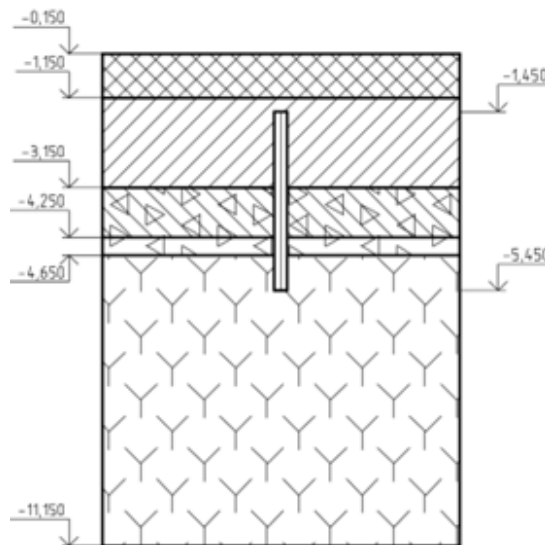


Рисунок 2.16 - Схема розташування буронабивної палі в ґрунті

Оскільки паля спирається на нестисливий ґрунт, вона є палею-стійкою, що працює тільки за рахунок опору ґрунту під нижнім кінцем.

Несуча здатність палі-стійки визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A = 1,0 \cdot 20000 \cdot 0,09 = 1800 \text{ кН} \quad (2.33)$$

де γ_c - коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті, який приймають рівним 1,0;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі-стійки, що

приймається 20000 кПа, згідно з табл. 2 [2];

$A = 0,09 \text{ м}^2$ - площа поперечного перерізу палі. Допустиме навантаження на палю згідно з розрахунком складе

$$F_d / \gamma_k = 1800 / 1,4 = 1285,7 \text{ кН}, \quad (2.34)$$

де $\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності палі за навантаженням.

Приймаємо обмеження за навантаженням на палю - 600 кН.

2.6.16 Визначення кількості палей і розміщення їх у фундаменті

Кількість палей у куці визначаємо за формулою

$$n = \frac{\Sigma N}{F_d / \gamma_k - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}} = \frac{783,2}{600 - 0,9 \cdot 1,35 \cdot 20} = 1,36 \approx 4$$

де $\Sigma N = N_{max} = 783,2 \text{ кН}$ - розрахункове навантаження,

F_d / γ_k - допустиме навантаження на палю,

$0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}$ - навантаження, що припадає на одну палю, м^2 ,

0,9 - площа ростверку, що припадає на одну палю, м^2 ,

$d_p = 1,35 \text{ м}$ - глибина закладання ростверку,

$\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}$ - усереднена середня вага ростверку і ґрунту на його обрізах.

Розміщення палей у куці приймаємо так, щоб відстань у світлі між буронабивними палями було не менше 1 м.

Розміри ростверку з урахуванням звису його за зовнішні межі - 2000x2000мм.

Приведення навантажень до підшви ростверку

$$N_I' = N_{max} + N_p = N_{max} + b_p \cdot l_p \cdot d_p \cdot \gamma_{cp} \cdot \gamma_n = 783,2 + 2 \cdot 2 \cdot 1,35 \cdot 20 \cdot 1,1 = 902 \text{ кН};$$

Визначення навантажень на палі и перевірка несучої здатності палей

Перевіримо виконання умов:

$$\begin{cases} N_{nn} \leq F_d / \gamma_k; \\ N_{nn}^{kp} \leq 1,2 F_d / \gamma_k; \\ N_{nn}^{kp} \geq 0; \end{cases}$$

де $N_{пл}^{кр}$ - навантаження на палю крайнього ряду.

Визначаємо кількість палей у кущі.

Для наочності зведемо отримані дані в табл.2.22.

Таблиця 2.22 - Навантаження на палі

№ палі	I комбінація	$F_d / \gamma_k (1,2 F_d / \gamma_k)$, кН
	$N_{пл}$, кН	
1,2	225,5	720
3,4	225,5	720

З таблиці видно, що несуча здатність палей забезпечена. Залишаємо 4 палі.

2.6.17 Конструювання ростверку

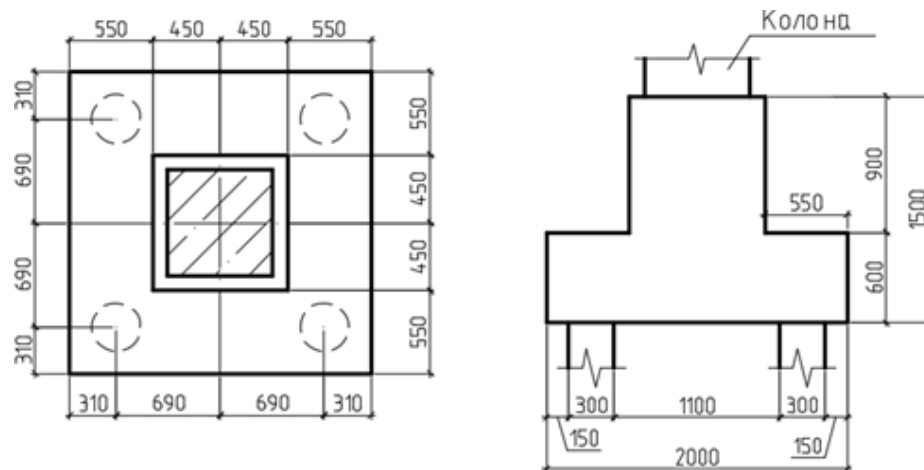


Рисунок 2.17 - Схема ростверку з позначенням розмірів

Колона залізобетонна перерізом 700х700 мм. встановлюється на фундамент висотою 1500 мм і розмірами 2000х2000. Зв'язок із ростверком відбувається через арматурні стрижні діаметром 25 мм. Заглиблення стрижнів у фундамент відбувається на 0,8 м. Ростверк має один ступінь висотою 600 мм. і вильотом 350 мм.

2.6.18 Розрахунок ростверку на продавлювання колоною

Суть перевірки полягає в тому, щоб сила, що продавлює, не перевищила міцності бетону на розтягнення по гранях піраміди продавлювання.

Перевірка проводиться з умови.

Отримаємо $F = 2(N_{пл1} + N_{пл2}) = 902$ - розрахункова сила, що продавлює, кН;

$R_{bt} = 900$ кПа - розрахунковий опір бетону до розтягування для класу бетону В20; $h_{ор}$ - робоча висота ступені ростверку; α - коефіцієнт, що враховує часткове передання подовжньої сили N через стінки склянки, який визначають за формулою:

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c}{N_k} = 1 - \frac{0,4 \cdot 900 \cdot 2(0,7 + 0,7)0,85}{902} = 0,05 < 0,85.$$

Приймаємо $\alpha = 0,85$.

b_k, l_k - розміри перерізу колони, м; c_1, c_2 - відстань від граней колони до граней основи піраміди продавлювання, м, приймаються не більше

$h_{ор} = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м і не менше $0,4 h_{ор} = 0,22$ м. Приймаємо $c_1 = 0,22$ м, $c_2 = 0,22$ м.

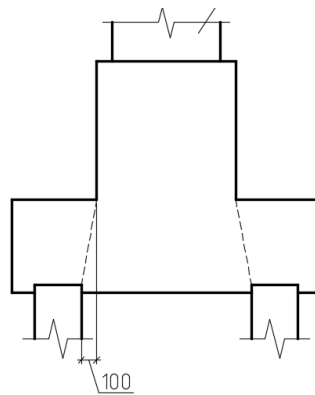


Рисунок 2.18 - Схема піраміди продавлювання

$$F = 902 \text{ кН} \leq \frac{2 \cdot 900 \cdot 0,85}{0,85} \left[\frac{0,85}{0,22} (0,7 + 0,22) + \frac{0,85}{0,22} (0,7 + 0,22) \right] \\ = 12796,4 \text{ кН.}$$

Умова виконується. Залишаємо клас бетону С16/20.

2.6.19 Розрахунок і проектування армування

Розрахуємо і запроєкуємо арматуру плитної частини фундаменту.

Під тиском відсічі ґрунту фундамент згинається, у перерізах виникають моменти, які визначають, вважаючи ступені такими, що працюють як консоль, затиснута в тілі фундаменту, за формулою (2.6).

За величиною моментів у кожному перерізі визначимо площу робочої арматури визначаємо за формулою (2.7)

Робоча висота кожного перерізу h_{oi} , м, визначається як відстань від верху перерізу до центру робочої арматури для перерізу 1-1: $h_{o2} = h - 0,05 = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м;

для перерізу 2-2: $h_{o2} = h - 0,05 = 1,5 - 0,05 = 1,45$ м;

для перерізу 1'-1': $h_{o2}' = h - 0,05 = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м;

для перерізу 2'-2': $h_{o2}' = h - 0,05 = 1,5 - 0,05 = 1,45$ м;

R_s - розрахунковий опір розтягуванню, для арматури А-400 - $R_s = 365$ МПа;

ξ - коефіцієнт, що визначається залежно від величини α_m , за формулою (2.8).

Моменти в перерізах визначаємо за формулами

$M_{xi} = N_{свixi}$ і $M_{yi} = N_{плiyi}$, тоді

$M_{1-1} = 225,5 * 2 * 0,25 = 112,75$ кНм

$M_{2-2} = 225,5 * 2 * 0,35 = 157,85$ кНм

$M'_{1-1} = 225,5 * 2 * 0,25 = 112,75$ кНм

$M'_{2-2} = 225,5 * 2 * 0,35 = 157,85$ кНм

Таблиця 2.23 - Результати розрахунку армування плитної частини фундаменту.

Перетин	М, кН*м	α_m	ξ	h_{oi} , м	A_s , см ²
1-1	112,75	0,11	0,94	0,55	5,97
2-2	157,85	0,04	0,98	1,45	3,04
1'-1'	112,75	0,11	0,94	0,55	5,97
2'-2'	157,85	0,04	0,98	1,45	3,04

З конструктивних міркувань для сітки С-1 приймаємо крок арматури в обох напрямках 200 мм, таким чином сітка С-1 має в напрямку l - $10\phi 12$ А400 з $A_s = 8,8$ см², у напрямку b - $10\phi 12$ А400 з $A_s = 8,8$ см². Довжини стрижнів приймаємо відповідно 1900 мм і 1900 мм.

Для компенсації деформацій у поперечному напрямку, що виникають від тиску опорної бази колони, влаштовуємо сітку С-3 у верхній частині фундаменту. Крок арматури приймаємо в обох напрямках 200 мм. Довжини стрижнів приймаємо 850 мм. і діаметром $\phi 12$.

2.6.20 Порівняння забивної та буронабивної палі

Таблиця 2.24 - ТЕП фундаментів

Показник	Пальовий фундамент на забивних палях	Пальовий фундамент на буронабивних палях
Вартість об. од.	5744,6	6014,3
Трудомісткість люд. годину	26,28	33,5

У результаті порівняння влаштування фундаменту на забивних палях і буронабивних найбільш вигідним і менш трудомістким є фундамент на забивних палях.

Приймаються 4 палі С30.30 перетином 300х300 мм.

Ростверк приймають монолітний із перетином 1600х1600х1500(h).

2.7 Висновки щодо конструктивних рішень

У межах кваліфікаційної роботи було розроблено технічні рішення, виконано розрахунки та робочі креслення огорожувальних і несучих конструкцій будівлі, їхніх елементів, вузлів і з'єднань.

Було обрано матеріали для виготовлення відповідних елементів і конструкцій.

На підставі конструктивного розрахунку було прийнято конструктивні рішення елементів будівлі, що задовольняють найефективнішу експлуатацію. Прийняті нами проєктні та конструктивні рішення обґрунтовані результатами розрахунку за граничними станами споруд загалом, їхніх конструктивних елементів і з'єднань, унаслідок яких встановили основні параметри будівлі, її несучу здатність і впливи, які вона сприймає.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Ситуація з висотним дерев'яним домобудівництвом

Дерев'яні будинки в Україні в усі часи користувалися великою популярністю поряд з житлом з інших матеріалів. Крім того, що деревина є поновлюваним матеріалом, вона забезпечує хороший клімат (умови проживання) в приміщенні. За розтягуванням уздовж волокон деревина подібна до сталі, але значно поступається їй у щільності.

Деревина має малий коефіцієнт теплопровідності, що дає змогу зводити дерев'яні будинки більш тонкостінними порівняно з цегляними або залізобетонними будівлями. Наприклад, стіна з деревини сосни завтовшки 100 мм еквівалентна за теплопровідністю стіні з цегляної кладки завтовшки 580 мм або стіні із залізобетону завтовшки 1130 мм. А при дотриманні всіх вимог при зведенні дерев'яних будинків, з урахуванням якості матеріалу, його вологості та деяких інших чинників, деревина є стійкою до впливу хімічно агресивних речовин.

У середині ХХ ст. було взято курс на розширене використання збірного залізобетону і цегляних конструкцій. У зв'язку з цим стали знижуватися обсяги дерев'яного домобудівництва.

Як у Європі, так і в Америці широкого поширення набула CLT технологія (Cross Laminated Timber). CLT-панелі - це нове покоління інженерної думки в дерев'яному житловому будівництві. Розроблена в Європі CLT технологія вже посідає одну з провідних позицій у дерев'яному житловому будівництві. Перехресно-клеєні CLT-панелі стали широко застосовуватися з 2008-2010 рр. Вони можуть замінити найрізноманітніші будівельні матеріали.

Кваліфіковані будівельники з повною упевненістю кажуть, що CLT панелі - це оптимальне рішення в тому випадку, коли вага будівлі є критичним фактором. Крім малої ваги, багат шарові клеєні дерев'яні панелі мають ще низку переваг, як от швидке складання, шумоізоляція і теплоізоляція.

Швидке зведення будівель зменшує час монтажу вдвічі порівняно із

залізобетонними конструкціями. Висока міцність панелей дає змогу замінювати ними конструкції із залізобетону. Крім того, CLT-панелі створюють здоровий мікроклімат усередині приміщення. Згідно з оцінками експертів, використання дерев'яних панелей на основі технології CLT є хорошою альтернативою бетону і сталі.

Відсоток використання сучасної продукції дерев'яного домобудівництва в Україні значно нижчий, ніж у європейських країнах. У нашій країні традиційно розвинене малоповерхове дерев'яне будівництво, в той час як у світі поряд з малоповерховим активно розвивається і багатоповерхове дерев'яне будівництво.

Потрібно розв'язати низку ключових проблем, які є гальмівним фактором для розширеного застосування продукції дерев'яного домобудівництва. Серед них - застарілі нормативи на дерев'яні конструкції, відсутність будівельних нормативів для дерев'яних багатоповерхових будівель, а також недосконалість нормативної бази в частині пожежної безпеки та наявність так званого сірого ринку.

Сьогодні будівництво з дерева в нашій країні регламентується застарілими нормативами. Насамперед це стосується регламентів пожежної безпеки, які не враховують характеристик сучасних композиційних матеріалів CLT і LVL.

Будь-які приклади багатоповерхового будівництва в Україні належать до розряду "унікальних" і "експериментальних". Проте, вони існують. Для того щоб вписатися в чинні норми, для зведення будівель використовують комбіновану технологію залізобетонного і дерев'яного будівництва, коли монолітний каркас обшивають CLT-6 панелями.

3.2 Переваги дерев'яного домобудівництва

Деревина - поновлюваний природний ресурс, з якого виготовляють сучасні композитні матеріали, що вирізняються високою міцністю і довговічністю.

Деревина поглинає вуглекислий газ і є його сховищем, причому навіть будучи пиломатеріалом.

Виробництво та обробка будівельних конструкцій з деревини, так само як їх

транспортування і монтаж обходяться дешевше порівняно зі сталевими і залізобетонними аналогами.

Робота з деревом менш енерго- і трудомістка завдяки застосуванню простих інструментів і обладнання, кранів меншої вантажопідйомності.

Швидкість монтажу дерев'яних конструкцій вища, ніж у будь-якому іншому виді будівництва, і зумовлена технічною можливістю транспортування готових блоків і модулів до місця проведення робіт.

Проведені вогневі випробування підтверджують, що дерево показує кращі результати з пожежної безпеки порівняно зі сталлю.

Дерев'яній конструкції не потрібне додаткове утеплення, тому що стіни з деревини мають погану теплопровідність.

Будівництво дерев'яних багатоповерхових будинків обходиться на 5-20% дешевше будівництва бетонних панельних.

Недоліки дерев'яного домобудівництва.

Незважаючи на зазначені переваги, технологія будівництва з деревини має свої недоліки:

Застарілі нормативи на дерев'яні конструкції, відсутність будівельних нормативів для дерев'яних багатоповерхових будівель, а також недосконалість нормативної бази в частині пожежної безпеки.

Для будівництва дерев'яних багатоповерхових будівель на території України для кожного проекту доводиться отримувати безліч узгоджень і висновків, заново проводити випробування матеріалів, складати обґрунтування, розв'язувати питання з місцевою владою, різними відомствами та органами нагляду. Не існує стандартного шляху отримання дозвільної документації на будівництво дерев'яних багатоповерхових будівель.

Зважаючи на великі навантаження, проектуються масивні несучі конструкції будівлі з величезними поперечними перерізами.

Дерев'яний будинок, так само як і монолітний або панельний, має низький рівень звукоізоляції, особливо від ударних шумів.

3.3 Моделювання будівлі в розрахунково-обчислювальному комплексі

За матеріалами, представленими в розділі архітектурного проектування та інженерно-геологічними умовами майданчика будівництва, було виконано моделювання будівлі для визначення зусиль і деформацій, що виникають у несучих елементах. Будівлю з лінійних, площинних горизонтальних і вертикальних елементів у комбінованому виконанні змодельовано в ПК "SCAD Office 21.1.9.5".

Будівлю запроєктовано в комбінованому варіанті. Схему будівлі наведено на рисунку 3.1, презентаційну графіку наведено на рисунку 3.2.

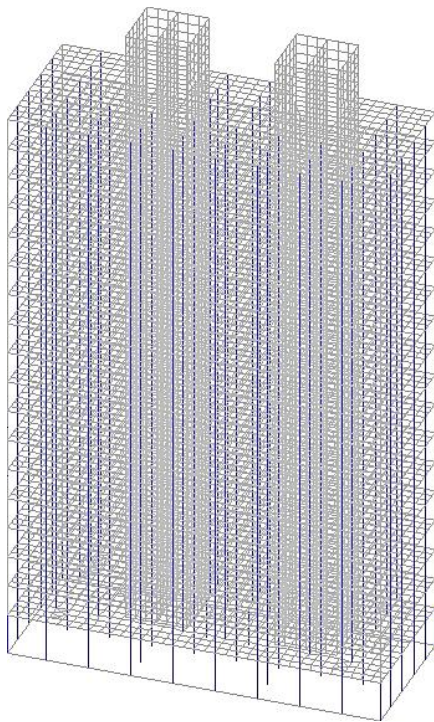


Рисунок 3.1 – Схема будівлі

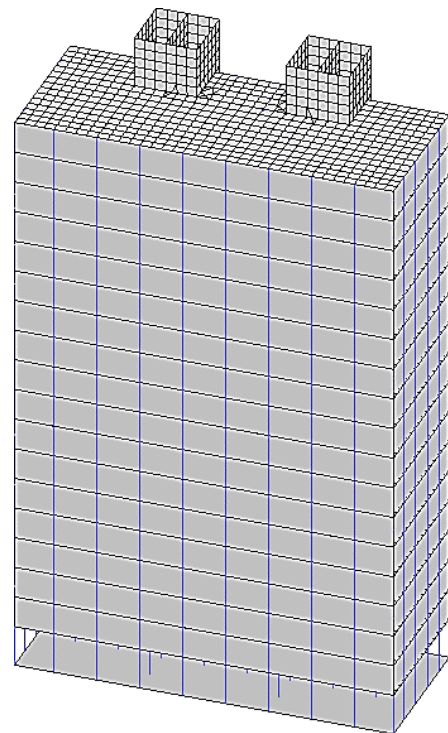


Рисунок 3.2 - Презентаційна графіка

Монолітні колони першого поверху перерізом 700x700 мм прийняті з бетону класу С20/25. Схему розташування елементів каркаса подано на аркуші креслень.

Стіни шахти ліфта і сходової клітки - монолітні товщиною 300 мм з бетону класу С20/25 природного твердіння.

Перекрыття першого поверху - безбалкові плити товщиною 300 мм із бетону класу С20/25 природного твердіння.

1	$(L1)^1+(L2)^1+(L3)^1+(L4)^1+(L5)^0.9+(L10)^1+(L11)^0.7+(L15)^1$
2	$(L1)^1+(L2)^1+(L3)^1+(L4)^1+(L5)^0.9+(L10)^1+(L12)^0.7+(L15)^1$
3	$(L1)^1+(L2)^1+(L3)^1+(L4)^1+(L5)^0.9+(L10)^1+(L13)^0.7+(L15)^1$
4	$(L1)^1+(L2)^1+(L3)^1+(L4)^1+(L5)^0.9+(L10)^1+(L14)^0.7+(L15)^1$
5	$(L1)^1+(L2)^1+(L3)^1+(L4)^1+(L5)^0.7+(L10)^1+(L11)^0.9+(L15)^1$
6	$(L1)^1+(L2)^1+(L3)^1+(L4)^1+(L5)^0.7+(L10)^1+(L13)^0.9+(L15)^1$
7	$(L1)^1+(L2)^1+(L3)^1+(L4)^1+(L5)^0.7+(L10)^1+(L12)^0.9+(L15)^1$
8	$(L1)^1+(L2)^1+(L3)^1+(L4)^1+(L5)^0.7+(L10)^1+(L14)^0.9+(L15)^1$
9	$(L1)^1+(L2)^1+(L3)^1+(L4)^0.9+(L5)^1+(L10)^1+(L12)^0.7+(L15)^1$
10	$(L1)^1+(L2)^1+(L3)^1+(L4)^0.9+(L5)^0.7+(L10)^1+(L12)^1+(L15)^1$

Рисунок 3.3 - Завантаження та комбінації завантажень

Коротка характеристика методики розрахунку.

В основу розрахунку покладено метод скінченних елементів з використанням як основних невідомих, переміщень і поворотів вузлів розрахункової схеми. У зв'язку з цим ідеалізацію конструкції виконано у формі, пристосованій до використання цього методу, а саме: систему представлено у вигляді набору тіл стандартного типу (стержнів, пластин, оболонок тощо).

Тип кінцевого елемента визначається його геометричною формою, правилами, що визначають залежність між переміщеннями вузлів кінцевого елемента та вузлів системи, фізичним законом, що визначає залежність між внутрішніми зусиллями та внутрішніми переміщеннями, і набором параметрів (жорсткостей), які входять до опису цього закону тощо.

Стержневі скінченні елементи, для яких передбачено роботу за звичайними правилами опору матеріалів. Опис їх напруженого стану пов'язаний з місцевою системою координат, у якій вісь $X1$ орієнтована вздовж стержня, а осі $Y1$ і $Z1$ - уздовж головних осей інерції поперечного перерізу.

До стержневих скінченних елементів розглянутої розрахункової схеми належать такі типи елементів:

Елемент типу 1,2,9,11,12, який працює за просторовою схемою і сприймає подовжню силу N , згинальні моменти M_y і M_z , поперечні сили Q_z і Q_y , а також крутний момент M_k .

Кінцеві елементи оболонок, геометрична форма яких на малій ділянці елемента є плоскою (вона утворює багатогранник, вписаний у дійсну криволінійну

форму серединної поверхні оболонки).

Обчислення розрахункових сполучень зусиль здійснюється на підставі критеріїв, характерних для відповідних типів скінченних елементів стержнів, плит, оболонок, масивних тіл. Як такі критерії прийнято екстремальні значення напружень у характерних точках поперечного перерізу елемента. Під час розрахунку враховуються вимоги нормативних документів і логічні зв'язки між завантаженнями.

Основою вибору невідгідних розрахункових поєднань зусиль слугує принцип суперпозиції. З усіх можливих сполучень відбирають ті РПЗ, які відповідають максимальному значенню деякої величини, обраної як критерій, що залежить від усіх компонентів напруженого стану.

3.4 Результати розрахунку

Розрахунок проводиться в ПК "SCAD 21.1" методом PARFES. Результат розрахунку представлено на малюнку 3.4.

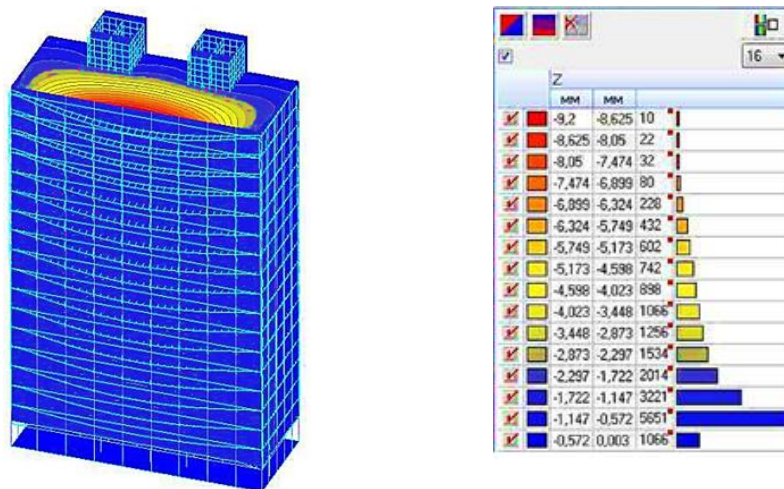


Рисунок 3.4 - Переміщення від найбільш несприятливої комбінації завантажень

Як помітно з рисунку, переміщенню в загальному піддаються ділянки каркасу на верхніх поверхах. Чисельне значення переміщень по осі Z становить близько 9 мм.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1 Охорона праці

4.1.1 Загальні вимоги

До робіт допустити осіб, які досягли 18 років, пройшли медичний огляд, спеціальне навчання, вступний інструктаж та інструктаж на робочому місці з охорони праці.

До початку і в процесі виконання робіт:

- усіх робітників проінструктувати на робочому місці;
- усіх робітників забезпечити засобами індивідуального захисту (спецодяг, спецвзуття, каска, сигнальний жилет, окуляри, рукавички або рукавиці);
- при роботі на висоті забезпечити робітників страхувальними поясами.
- під час роботи з електричними вібраторами під час укладання бетонної суміші забезпечити робітників діелектричними рукавичками;
- ділянки виконання робіт забезпечити засобами колективного захисту: інвентарні огорожі, будівельні риштування, драбини тощо;
- забезпечити вимоги електробезпеки;
- забезпечити вимоги пожежної безпеки;
- забезпечити вимоги щодо складування матеріалів і конструкцій;
- забезпечити захист працівників від впливу шкідливих виробничих факторів;
- забезпечити правильну експлуатацію будівельних машин, обладнання та інструментів;
- забезпечити вимоги безпеки під час виконання транспортних, навантажувальних і розвантажувальних робіт;
- забезпечити вимоги безпеки під час виконання арматурних робіт;
- забезпечити вимоги безпеки під час виконання опалубних робіт;
- забезпечити вимоги під час виконання бетонних робіт;

- до роботи на монтажних кранах допустити осіб, які мають посвідчення на право керування краном цього типу. Усі вантажозахватні монтажні пристосування (траверси, захвати, стропи тощо) до початку використання випробувати і забезпечити бирками із зазначенням їхньої вантажопідйомності;
- вантажопідіймальні крани і пристосування допустити до експлуатації тільки після їхньої реєстрації та технічного огляду;
- під час горизонтального переміщення вантаж піднято не менше ніж на 0,5 м. вище за перешкоди, що зустрічаються на шляху;
- елементи і конструкції, що переміщуються краном, утримувати від розгойдування і обертання відтяжками;
- під час підйому елементів із транспортних засобів забороняється переміщати вантаж над кабіною водія;
- забороняється перебування людей у зоні переміщення вантажів кранами;
- під час роботи на висоті монтажники повинні користуватися страхувальними поясами безпеки;
- перед початком робіт необхідно оглянути, випробувати і допустити до роботи інвентарні засоби підмащування (драбини, стрем'янки, риштування, малярські підмостки). Засоби підмащування випробувати 1 раз на 6 місяців.
- сигнали кранівнику повинна подавати тільки одна людина. Якщо з краном працюють два і більше стропальників, команди кранівнику подає призначений старший стропальник;
- під час робіт зв'язок між машиністом крана і стропальником-сигнальником здійснювати за допомогою знакової і звукової сигналізації, що застосовується при переміщенні вантажів кранами;
- після завершення робіт вібратори і шлангові дроти очистити від бетонної суміші та бруду, насухо витерти. Забороняється обмивати вібратори водою. Щоб уникнути обриву проводів і ураження бетонників електричним струмом, забороняється перетягувати вібратор за шланговий дріт або кабель. При перервах у роботі, а також при переходах бетонників з одного місця на інше

електровібратори вимикати.

Відповідальність за виконання заходів з техніки безпеки, охорони праці, промислової санітарії, пожежної та екологічної безпеки покладається на керівників робіт, призначених наказом.

Відповідальна особа здійснює організаційне керівництво пальовими роботами безпосередньо або через бригадира. Розпорядження і вказівки відповідальної особи є обов'язковими для всіх, хто працює на об'єкті.

Охорона праці робітників повинна забезпечуватися видачею адміністрацією необхідних засобів індивідуального захисту (спеціального одягу, взуття тощо), виконанням заходів щодо колективного захисту робітників (огорожі, освітлення, вентиляція, захисні й запобіжні пристрої та пристосування тощо), санітарно-побутовими приміщеннями й пристроями згідно з чинними нормами та характером виконуваних робіт. Робітникам мають бути створені необхідні умови праці, харчування та відпочинку. Роботи виконуються у спецвзутті та спецодязі. Усі особи, які перебувають на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски.

Терміни виконання робіт, їх послідовність, потреба в трудових ресурсах встановлюється з урахуванням забезпечення безпечного ведення робіт і часу на дотримання заходів, що забезпечують безпечне виконання робіт, щоб будь-яка з виконуваних операцій не була джерелом виробничої небезпеки для робіт, які виконуються одночасно, або наступних робіт.

Під час розроблення методів і послідовності виконання робіт слід враховувати небезпечні зони, що виникають у процесі робіт. У разі необхідності виконання робіт у небезпечних зонах повинні передбачатися заходи щодо захисту працюючих.

На межах небезпечних зон мають бути встановлені запобіжні захисні захисні та сигнальні огороження, попереджувальні написи, добре видимі в будь-який час доби.

Санітарно-побутові приміщення, автомобільні та пішохідні дороги повинні розміщуватися поза небезпечними зонами. У вагончику для відпочинку робітників

повинні знаходитися і постійно поповнюватися аптечка з медикаментами, ноші, фіксуючі шини та інші засоби для надання першої медичної допомоги. Усі, хто працює на будівельному майданчику, повинні бути забезпечені питною водою.

Розміщення будівельних машин має бути визначено таким чином, щоб забезпечувався простір, достатній для огляду робочої зони і маневрування за умови дотримання відстані безпеки обладнання, штабелів вантажів.

Зона обслуговування крана визначена максимально необхідним вильотом стріли крана.

Висота огороження виробничих територій має бути не менше 1,6 м, а ділянок роботи - не менше 1,2 м. Огороження, що примикають до місць масового проходу людей, повинні мати висоту не менше ніж 2 м і мають бути обладнані суцільним захисним козирком. Огороження не повинні мати прорізів, крім воріт і хвірток, які контролюються протягом робочого часу і замикаються після його закінчення.

Козирок має витримувати дію снігового навантаження, а також навантаження від падіння поодиноких дрібних предметів.

Місця проходів людей у межах небезпечних зон повинні мати захисні огороження. Входи в будівлі, що будуються, повинні бути захищені зверху суцільним навісом завширшки не менш як 2 м від стіни будівлі.

Тимчасові дороги та пішохідні доріжки можуть мати покриття з щебеню.

Ширина воріт на в'їздах на будівельний майданчик має бути не менше 4м.

На будівельному майданчику біля виїзду має обладнуватися місце очищення і миття коліс машин від бруду.

Швидкість руху автотранспорту на будмайданчику поблизу місць виконання робіт не повинна перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год - на поворотах.

Місця приймання розчину і бетонної суміші на будівельному майданчику повинні мати тверде покриття.

Первинні засоби пожежогасіння розміщуються на будівельному майданчику в місцях складування матеріалів, адміністративно-побутових приміщень.

Для зменшення забруднення навколишнього середовища будівельні відходи повинні збиратися на будмайданчику в контейнери. Контейнери повинні встановлюватися у відведеному для них місці і вивозитися за межі будівельного майданчика. Місце встановлення контейнерів вказується на будгенплані.

Біля санітарно-побутових приміщень також встановлюються контейнери для збору сміття та харчових відходів.

На загальномайданчиковому будівельному генеральному плані показуємо розміщення зведених постійних і тимчасових споруд.

Проектування СГП включає прив'язку вантажопідіймальних механізмів, проектування тимчасових проїздів і автодоріг, складського господарства, побутових містечок, тимчасових інженерних комунікацій.

4.1.2 Запроектвані заходи з охорони праці та техніки безпеки

Вантажопідйомні роботи виконувати відповідно до "Правил будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів".

На території будівельного майданчика знаходяться тільки тимчасові будівлі та споруди.

На території будівництва небезпечні для руху зони слід огороджувати або виставляти на їхніх межах попереджувальні знаки, мають бути встановлені покажчики проїздів. Швидкість руху автотранспорту на об'єкті, що будується, не повинна перевищувати 10 км/год, а на поворотах у робочих зонах кранів 5 км/год.

Для забезпечення створення оптимальних умов праці та трудового процесу під час організації та проведення будівельних робіт, зниження ризику порушення здоров'я працівників, а також населення, яке проживає в зоні впливу будівельного виробництва.

Для надання першої медичної допомоги будівельні бригади мають бути забезпечені на місцях аптечками з набором необхідних медикаментів. Будівельний майданчик забезпечити мобільним зв'язком.

Усі особи, які перебувають на будівельному майданчику і на робочих місцях

під час будівництва, мають бути забезпечені захисними засобами відповідно до галузевих норм.

Підприємством підрядником для тих, хто працює, повинні бути створені необхідні умови праці, харчування та відпочинку відповідно до чинних норм і характеру виконуваних робіт. Доставка робітників до будівельного майданчика здійснюється автотранспортом забудовника (підрядника).

Конкретні та (або) особливі заходи з техніки безпеки, охорони праці та пожежної безпеки мають бути зазначені за видами в проєкті виконання робіт.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Оцінка стійкості об'єкта будівництва до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості

Нові об'єкти будівництва повинні будуватися з урахуванням вимог, виконання яких сприяє підвищенню стійкості інженерно-технічного комплексу об'єкта. Основні з цих такі:

1. Будинки і споруди необхідно розміщати розосереджено. Відстань між будинками і спорудами повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість переносу вогню з одного будинку на інші, навіть якщо гасіння пожежі не відбувається. Будинки адміністративно-господарського й обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найбільш важливі виробничі спорудження варто будувати заглибленими чи зниженої висотності, прямокутної форми в плані. Це зменшує парусність будинків і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Хорошою стійкістю до впливу ударної хвилі володіють залізобетонні будинки з металевими каркасами в бетонній опалубці. Для підвищення стійкості до світлового випромінювання в споруджуваних будинках і спорудженнях повинні застосовуватися вогнестійкі конструкції, а також вогнезахистна обробка спалених елементів будинку. У кам'яних будинках перекриття повинні бути виготовлені з

армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі за розмірами будинки повинні розділятися на секції неспаленими стінами. У ряді випадків при проектуванні й будівництві промислових будинків і споруджень повинна бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу. Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості й продовольчих складів.

3. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей.

4. Дороги на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям, забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будинками, спорудженнями і складами; в'їздів на територію об'єкта повинне бути не менш двох із різних напрямків.

5. Системи побутової і виробничої каналізації повинні мати не менш двох випусків у міські каналізаційні мережі й пристрої для аварійних скидань у підготовлені місця (котловани, яри, траншеї тощо).

Оцінка стійкості основних елементів інженерно-технічного комплексу, від яких залежить робота господарського об'єкта, полягає у визначенні виду можливого руйнування кожного з основних елементів інженерно-технічного комплексу та у виявленні нестійких елементів. При оцінці ефективності захисту робітників і службовців у разі сильного вибуху визначають можливу кількість уражених і вид травм людей на території господарського об'єкта. Оцінка стійкості систем управління і постачання (електроенергією, газом, водою, сировиною, комплектуючими виробами тощо) полягає у визначенні ступеня їх порушення в разі вибуху. Крім того, оцінюють ступінь підготовленості господарського об'єкта до відновних робіт. Висновок про стійкість господарського об'єкта в цілому складають після аналізу отриманих результатів. Якщо всі основні елементи інженерно-технічного комплексу і систем господарського об'єкта виявляться стійкими і за прогнозом не буде великої кількості уражених робітників і службовців, то робота господарського об'єкта вважається стійкою в разі вибуху. Якщо хоча б один основний елемент інженерно-технічного комплексу або система

господарського об'єкта виявляться за прогнозом нестійкими, робота об'єкта в цілому визнається нестійкою. Аналогічний висновок робиться, якщо в разі вибуху можливі загибель або великі втрати робочих і службовців. Якщо всі основні елементи інженерно-технічного комплексу і систем будівельного об'єкта виявляться стійкими і за прогнозом не буде великої кількості уражених робітників і службовців, то робота господарського об'єкта вважається стійкою в разі вибуху. Якщо хоча б один основний елемент інженерно-технічного комплексу або система будівельного об'єкта виявляться за прогнозом нестійкими, робота об'єкта в цілому визнається нестійкою. Аналогічний висновок робиться, якщо в разі вибуху можливі загибель або великі втрати робочих і службовців.

ВИСНОВКИ

Під час виконання кваліфікаційної роботи було розроблено основні рішення багатоповерхового житлового будинку з дерев'яного каркасу. Використання технологій CLT і LVL у будівництві набуває популярності в Європі, Японії та Австралії. Заходи з удосконалення технологій зумовлюють те, що міжнародні архітектори презентують проекти із значною кількістю поверхів.

Але на сьогодні будівництво з дерева в нашій країні визначається нормативами, що діють вже більше половини століття. Основна проблема полягає у тому, що ці нормативи, зокрема в частині пожежної безпеки, не враховують усіх особливостей і характеристик сучасних композиційних матеріалів, таких як CLT і LVL.

Було розроблено об'ємно-планувальні рішення відповідно до чинної нормативної документації, і також вивчено архітектурний обрах, що гармоніює з загальним виглядом місця будівництва.

Протягом виконання кваліфікаційної роботи, каркас будівлі був розрахований на дію низки навантажень, усі конструкції були відповідно відібрані враховуючи вимоги до міцності та стійкості. Також були детально розглянуті вузлові з'єднання та обрано оптимальний варіант фундаменту. Вибір місця, району будівництва та функціонального призначення будівлі проводився з урахуванням зонування, статистичної інформації про місто.

Було проведено розрахунок дерев'яного каркасу будівлі, і розроблено основні конструктивні рішення.

Виконано статичний аналіз дерев'яного каркасу при найбільш непридатній комбінації навантажень, і визначено переміщення каркасу.

Також розроблені заходи з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.2.2-9-2019 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
4. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
5. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція будівель та енергоефективність
7. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
8. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
9. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
10. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
11. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)
12. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // *Scientific Journal of TNTU*. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

13. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // *Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering*. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.
14. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. *Mater Sci* 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>
15. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. *Scientific journal of the Ternopil national technical university*. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13
16. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // *Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020)*. – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.
17. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // *Наукові нотатки*. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.
18. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.
19. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик 0.8., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
20. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.
21. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.
22. ДСТУ-П ОHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною

праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).

23. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення"

24. ДСТУ 2293–99 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять.

25. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків

26. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови

27. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці

28. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.

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

14 с