

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект реконструкції промислової будівлі.

Виконав: студент 4 курсу, групи МБзс-41
спеціальності _____

192. Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Мочула Р. В.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Конончук О. П.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В. П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Качка О. І.

(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.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

студенту Мочулі Руслану Васильовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проєкт реконструкції промислової будівлі

Керівник роботи Конончук Олександр Петрович, кандидат технічних наук, доцент кафедри БМ

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «08» квітня 2026 року № 4/9-175.

2. Термін подання студентом завершеної роботи

3. Вихідні дані до роботи Матеріали обстеження існуючої триповерхової каркасної промислової будівлі в м. Суми;

кліматичні та інженерно-геологічні умови; існуючі плани, фасади, розрізи й конструктивні рішення;

завдання на реконструкцію та перепрофілювання; чинні будівельні норми і стандарти України.

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

Розробити архітектурно-будівельні рішення реконструкції промислової будівлі та генеральний план.

Проаналізувати технічний стан, скласти перелік дефектів і визначити фізичний знос будівлі.

Обґрунтувати об'ємно-планувальні, конструктивні, оздоблювальні та інженерні рішення реконструкції.

Розрахувати й сконструювати обрешітку, кроквяні ноги, підкоси, прогони та стійки покрівлі.

Оцінити інженерно-геологічні умови; розрахувати пальовий фундамент і фундамент на природному ґрунті.

Розробити заходи з безпеки життєдіяльності й охорони праці; сформулювати загальні висновки.

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

Генеральний план; ситуаційна схема; техніко-економічні показники.

Плани поверхів та експлікації приміщень до реконструкції.

Плани поверхів та експлікації приміщень після реконструкції.

Фасади, характерний розріз, план покрівлі та рішення евакуації.

Схема дерев'яної покрівлі; креслення обрешітки, кроквяних ніг, підкосів, прогонів і стійок.

Вузли та специфікації елементів покрівлі.

Інженерно-геологічний розріз і схема розташування фундаментів.

Креслення пальового фундаменту та фундаменту мілкого закладання; армування і специфікації.

Мультимедійна презентація - не менше 16 слайдів.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Гурик О. Я., к.т.н., доцент кафедри МТ		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Окіпний І. Б., к.т.н., завідувач кафедри МТ		
Нормоконтроль	Мещерякова О. М., ст. викладач кафедри БМ		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Мочула Р. В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Конончук О. П.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 Архітектурно-будівельний.....	10
1.1 Вихідні дані проектування	10
1.2 Генеральний план.....	10
1.3 Об'ємно-планувальне рішення до реконструкції.....	11
1.4 Конструктивне рішення до реконструкції.....	11
1.5 Перелік дефектів будівлі	12
1.6 Визначення фізичного зносу будівлі	16
1.7 Об'ємно-планувальне рішення після реконструкції.....	19
1.6 Конструктивне рішення після реконструкції.....	20
1.7 Зовнішнє та внутрішнє оздоблення.....	21
1.8 Інженерне обладнання	21
РОЗДІЛ 2 Конструктивний розділ	22
2.1 Вихідні дані.....	22
2.2 Розрахунок робочого настилу (обрешітки)	22
2.3 Розрахунок кроквяних ніг	25
2.4 Розрахунок підкосу	29
2.5 Розрахунок консольно-балкових прогонів	31
2.6 Розрахунок стійки	34
РОЗДІЛ 3 Основи та фундаменти	36
3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов.....	36
3.2 Характеристика будівлі	37
3.3 Підбір навантажень.....	38
3.3.1 Підбір навантажень на фундамент під середню колону.....	38
3.3.2 Сума навантажень на фундамент під крайню колону	41
3.4 Розрахунок пальового фундаменту	44
3.6 Розрахунок фундаменту на природному ґрунті.....	51
3.6.1 Обґрунтування глибини закладення фундаменту	51

	4
3.6.2 Розрахунок фундаменту	51
3.6.3 Розрахунок фундаменту колони на продавлювання	53
3.6.4 Розрахунок осідання фундаменту під колону.....	54
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	57
4.1 Загальні положення безпеки умов праці в будівництві	57
4.2 Вимоги безпеки до облаштування та утримання будівельного майданчика, учасників робіт і робочих місць	57
4.3 Забезпечення пожежної безпеки на будівельному майданчику	59
4.4 Забезпечення безпеки праці під час експлуатації електрообладнання, електрозварювальних, газозварювальних і газополум'яних роботах	60
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	61
БІБЛІОГРАФІЯ	65

ВСТУП

Реконструкція існуючих будівель є одним із важливих напрямів сучасного будівництва, оскільки дає змогу раціонально використовувати наявний будівельний фонд, продовжити строк експлуатації споруд, підвищити їх функціональність, енергоефективність і безпеку. Особливо актуальним це питання є для нежитлових будівель, які частково або повністю втратили своє первісне призначення, мають незадовільний технічний стан окремих конструктивних елементів і потребують оновлення відповідно до сучасних експлуатаційних вимог.

Актуальність теми бакалаврської кваліфікаційної роботи зумовлена необхідністю реконструкції промислової будівлі в місті Суми, яка на момент обстеження частково не використовується через наявні дефекти та недостатню відповідність сучасним функціональним потребам. Будівля має значний потенціал для подальшої експлуатації, однак потребує капітального ремонту, оновлення покрівлі, перепланування внутрішніх приміщень, утеплення зовнішніх стін, відновлення інженерних систем і поліпшення умов безпечної експлуатації.

До реконструкції будівля має традиційну для промислової споруди каркасну конструктивну схему з поздовжніми та поперечними стінами, збірними залізобетонними колонами, стрічковими фундаментами під стіни, фундаментами стаканного типу під колони, зовнішніми стінами з легкобетонних панелей, внутрішніми цегляними стінами та збірними залізобетонними перекриттями. Покрівля існуючої будівлі виконана скатною з покриттям хвилястими азбестоцементними листами, які за результатами обстеження мають значний фізичний знос і потребують заміни.

У процесі аналізу технічного стану будівлі виявлено дефекти фундаментів, стін, перегородок, покрівлі, перекриттів, підлог, прорізів, внутрішніх інженерних мереж та оздоблювальних покриттів. Встановлено відсутність належної відмостки та системи організованого водовідведення, пошкодження покрівельного покриття, ознаки зволоження та руйнування окремих ділянок оздоблення. Разом з тим за

результатами поелементної оцінки фізичного зносу будівлі зроблено висновок про можливість її подальшої експлуатації після виконання комплексу ремонтно-реконструктивних заходів.

Об'єктом бакалаврського проєктування є реконструкція промислової будівлі в місті Суми. Ділянка розташована в оточенні існуючої забудови, має спокійний рельєф і передбачає благоустрій прилеглої території. Проєктом передбачено організацію пішохідних тротуарів, автостоянки, майданчика для відпочинку, озеленення території листяними деревами та декоративними чагарниками, а також забезпечення поверхневого водовідведення з урахуванням природного рельєфу.

Після реконструкції передбачається перепрофілювання будівлі з раціональним використанням наявних площ. На першому поверсі заплановано розміщення пекарні з кав'ярнею та магазином випічки, а також невеликого магазину самообслуговування. На другому поверсі передбачено дитячий ігровий комплекс із кафе та зоною для проведення заходів. Третій поверх доцільно використати під офісні приміщення, оскільки існуюча коридорна схема планування дає можливість організувати кабінетну структуру без суттєвого втручання в основні несучі конструкції.

Метою кваліфікаційної роботи є розроблення архітектурно-будівельних, конструктивних та інженерних рішень реконструкції нежитлової будівлі з урахуванням її фактичного технічного стану, функціонального перепрофілювання, заміни покрівлі, розрахунку основних елементів дерев'яної кроквяної системи та фундаментів, а також забезпечення вимог безпеки життєдіяльності й охорони праці.

Для досягнення поставленої мети у роботі вирішено такі завдання:

1. Проаналізовано вихідні дані для проєктування, зокрема місце розташування об'єкта, кліматичні умови району будівництва, снігові та вітрові навантаження, температурно-вологісний режим приміщень, особливості рельєфу та загальні умови реконструкції.

2. Розроблено рішення генерального плану з урахуванням існуючої забудови, організації підходів і під'їздів, автостоянки, майданчика для відпочинку, озеленення, благоустрою території та поверхневого водовідведення.

3. Охарактеризовано об'ємно-планувальні та конструктивні рішення будівлі до реконструкції. Визначено основні конструктивні елементи будівлі, матеріали стін, перегородок, перекриттів, фундаментів, покрівлі та сходових елементів.

4. Виконано аналіз технічного стану будівлі шляхом візуального обстеження та складання переліку дефектів. Розглянуто пошкодження фундаментів, стін, перегородок, покрівлі, перекриттів, підлог, прорізів, інженерних мереж і оздоблювальних робіт.

5. Визначено фізичний знос основних конструктивних елементів і будівлі в цілому. На основі поелементної оцінки встановлено доцільність подальшої експлуатації будівлі після виконання реконструктивних заходів.

6. Розроблено об'ємно-планувальні рішення після реконструкції, що передбачають нове функціональне використання поверхів, перепланування приміщень, організацію нових зон обслуговування, офісних приміщень, дитячого ігрового комплексу, закладу харчування та торговельних площ.

7. Запропоновано конструктивні рішення після реконструкції, зокрема заміну існуючої покрівлі, збільшення кута її нахилу, організацію зовнішнього водостоку, улаштування брандмауера, демонтаж частини перегородок, улаштування нових перегородок, нове скління, зовнішні металеві евакуаційні сходи, утеплення фасаду та відновлення відмостки.

8. Виконано конструктивний розділ, у якому розраховано основні елементи нової покрівельної системи: робочий настил, кроквяні ноги, підкоси, консольно-балкові прогони та стійки. Розрахунки виконано з урахуванням навантажень від металочерепиці, дерев'яного настилу, власної ваги конструкцій і снігового навантаження.

9. Розроблено розділ основ і фундаментів, у якому виконано оцінку інженерно-геологічних умов, наведено характеристику будівлі, підібрано

навантаження на фундаменти під середню та крайню колони, розглянуто розрахунок пальового фундаменту і фундаменту на природному ґрунті, а також виконано перевірки на продавлювання й осідання.

10. Розглянуто питання безпеки життєдіяльності та охорони праці під час виконання реконструкції. Наведено вимоги до облаштування й утримання будівельного майданчика, організації робочих місць, забезпечення пожежної безпеки, безпечної експлуатації електрообладнання, електрозварювальних, газозварювальних і газополум'яних робіт, а також будівельних машин і механізмів.

Вихідними даними для проєктування є розташування будівлі в місті Суми, кліматичний район будівництва, сніговий та вітровий райони, умови експлуатації приміщень, існуюча конструктивна схема будівлі, результати візуального обстеження, перелік виявлених дефектів, показники фізичного зносу конструктивних елементів, а також прийняті рішення щодо перепрофілювання будівлі після реконструкції.

Конструктивна частина роботи зосереджена переважно на розрахунку елементів нової скатної покрівлі з холодним горищем і покриттям із металочерепиці. Покрівельна система передбачає застосування дерев'яних елементів: обрешітки, кроквяних ніг, підкосів, прогонів і стійок. Розрахунки виконано за граничними станами з перевіркою міцності та жорсткості основних елементів.

Практичне значення виконаної роботи полягає в розробленні комплексного рішення реконструкції нежитлової будівлі, яке забезпечує її подальше ефективне використання, поліпшення функціональної структури, підвищення експлуатаційної надійності та архітектурної виразності. Запропоновані рішення спрямовані на максимальне збереження придатних існуючих конструкцій, усунення виявлених дефектів, оновлення покрівлі, фасаду, інженерних систем і внутрішнього планування.

Ключові слова: реконструкція, нежитлова будівля, фізичний знос, дефекти будівлі, покрівля, металочерепиця, кроквяна система, дерев'яні конструкції, фундаменти, безпека праці.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Вихідні дані проектування

- Місце будівництва - м. Суми;
- Кліматичний район — I;
- Рельєф місцевості - спокійний;
- Грунтові води - відсутні;
- Нормативна глибина промерзання—1,00м ;
- Зона вологості - суха;
- Температура найхолоднішої п'ятиденки – мінус 27°С ;
- Температурно-вологісний режим приміщення - нормальний;
- Розрахункова температура всередині приміщень— + 18°С ;
- Сніговий район - II;
- Розрахункове снігове навантаження—1,0 кПа;
- Вітровий район - IV;
- Нормативне вітрове навантаження $w_0 = 0,38$ кПа.

1.2 Генеральний план

Ділянка нежитлової будівлі розташована в оточенні існуючої забудови. З боку головного фасаду передбачено майданчик для відпочинку. Передбачено асфальтобетонний тротуар для пішоходів, а також автостоянка на 20 автомобілів. Ділянка, що благоустроюється, озеленюється листяними деревами (горобина, береза), стриженим 2-рядним чагарником (смородина золотиста, глід). З території рельєфу забезпечено поверхневий водовідвід на нижчу місцевість. При цьому проектом забезпечено зняття та збереження існуючого родючого шару ґрунту для подальшого використання його у насипі верхнього шару газонів, при посадці

дерев та декоративних чагарників. Природний рельєф має пониження з півночі на південь.

Характеристики генплану:

- площа ділянки: $S_{\text{діл}} = 5312 \text{ м}^2$;
- площа забудови: $S_3 = 635,6 \text{ м}^2$;
- асфальтове покриття проїзду: $S_{\text{проїз.}} = 543,2 \text{ м}^2$;
- асфальтове покриття тротуарів: $S_{\text{трот.}} = 377,5 \text{ м}^2$;
- площа озеленення: $S_{\text{оз}} = 3606,3 \text{ м}^2$;
- покриття плиткою майданчика для відпочинку: $S_{\text{пл}} = 149,4 \text{ м}^2$;
- піщане покриття дитячого ігрового майданчика: $S_{\text{гр}} = 74,70 \text{ м}^2$;
- щільність забудови: $K_1 = \frac{S_3}{S_{\text{уч}}} \cdot 100\% = \frac{635,6}{5312} \cdot 100\% = 11,97\%$;
- коефіцієнт озеленення: $K_2 = \frac{S_{\text{оз}}}{S_{\text{уч}}} \cdot 100\% = \frac{3606,3}{5312} \cdot 100\% = 67,89\%$.

1.3 Об'ємно-планувальне рішення до реконструкції

Нежитлова будівля спроектована триповерховою, реконструкція полягає в перепрофілюванні та плануванні, відмінному від типового поверху, у влаштуванні балконів, а також в утепленні та облицюванні зовнішніх стін. На даний момент будівля частково не використовується у зв'язку з незадовільним технічним станом.

На поверхах розташовані офісні приміщення, магазини, побутові послуги. Входи до будівлі здійснюються з боку головного фасаду, а також з боку західного торця. Недоліком планувального рішення є безліч невеликих за площею приміщень, розташованих на всіх поверхах.

1.4 Конструктивне рішення до реконструкції

Об'єкт реконструкції являє собою 3 – х -поверхову каркасну будівлю з поздовжніми та поперечними стінами.

Фундамент під стіни будівлі — стрічковий, із збірних залізобетонних плит та бетонних блоків.

Фундамент під колони — збірний залізобетонний стаканного типу. Колони збірні залізобетонні консольні.

Зовнішні стіни виконані з великих легкобетонних панелей. Внутрішні стіни з керамічної цегли повнотілої у цементно-піщаному розчині М75.

Перегородки - збірні гіпсобетонні панелі товщиною 80 мм і перегородки з цегляної кладки товщиною 120 мм.

Товщина зовнішніх стін 450 мм, внутрішніх - 380 мм.

Перекриття - збірні залізобетонні панелі з круглими порожнинами товщиною 20 мм.

Дах - скатний, покритий хвилястими азбестоцементними листами. Сходи - збірні залізобетонні майданчики.

1.5 Перелік дефектів будівлі

Спочатку оцінку технічного стану будівлі проведемо на основі візуального обстеження, що дозволить виявити основні дефекти та визначити ділянки конструктивних елементів, де необхідно провести інструментальне обстеження.

Таблиця 1.1 - Перелік дефектів будівлі

Місцезнаходження дефекту	Вид дефекту	Кількість пошкоджень
Основа	1.1 Відсутність відмостки	+
Фундаменти	2.1 Тріщини в цокольній частині будівлі	+
	2.2 Викривлення горизонтальних ліній цоколя без ознак збільшення осадових деформацій	+
	2.3 Наскрізні тріщини в цоколі, поширення тріщин на всю висоту будівлі. Викривлення та значне осідання окремих ділянок стін.	-
	2.4 Розвиток наскрізних тріщин у стінах будівлі, розвиток деформацій фундаментів	-

Продовження таблиці 1.1

Місцезнаходження дефекту	Вид дефекту	Кількість пошкоджень
Капітальні стіни	3.1. Окремі тріщини та вибоїни 3.2 Глибокі тріщини та відпадання штукатурки місцями, вивітрювання швів 3.3 Відшарування та відпадання штукатурки стін, карнизів і перемичок, вивітрювання швів, ослаблення цегляної кладки, випадання окремих цеглин, тріщини в карни-	- + +
	на перекриттях і перемичках, зволоження поверхні стін 3.4 Масове відпадання штукатурки, вивітрювання швів, ослаблення цегляної кладки стін, висоли та сліди зволоження 3.5 Наскрізнi тріщини в перемичках і під віконними отворами, випадання цегли, незначне відхилення від вертикалі та випуклість стін 3.6 Масові прогресуючі наскрізнi тріщини, ослаблення та часткове руйнування кладки	+ (у сауні) - -
Перегородки	4.1 Тріщини в місцях стиків зі стелями, поодинокі відколи 4.2 Тріщини на поверхні, глибокі тріщини в місцях стиків із суміжними конструкціями 4.3 Випинання та помітне відхилення від вертикалі, наскрізнi тріщини, випадання цегли	+ - -
Покрівля	5.1 Викривлення подекуди металевих жолобів; ослаблення кріплень окремих азбестоцементних листів до обрешітки 5.2 Протікання та просвіти в окремих місцях, відставання та тріщини конькових плит; відрив листів до 10% площі покрівлі 5.3 Відсутність окремих листів, відколи та тріщини, протікання, ослаблення кріплень листів до обрешітки 5.4 Масове руйнування покрівлі, відсутність частини настильних жолобів та оздоблення звисів, велика кількість латок з рулонних матеріалів	+ + + +
Перекриття	6.1 Діагональні, поздовжні та поперечні тріщини в перекритті; 6.3 помітний прогин; 6.4 тимчасові підпори; 6.5 оголення деревини балок; 6.6 ураження гниллю та жучком	- - - - +
Підлоги	7.1 Окремі дрібні вибоїни та волосоподібні тріщини, незначні пошкодження плінтусів 7.2 Зношення поверхні в місцях інтенсивного руху; вибоїни до 0,5 м² на площі до 25% 7.3 Масові глибокі вибоїни та відставання покриття від основи місцями до 5 м² на площі до 50% 7.4 Масові руйнування покриття та основи	+ + - -

Продовження таблиці 1.1

Місцезнаходження дефекту	Вид дефекту	Кількість пошкоджень
Внутрішні комунікації: система гарячого водопостачання	8.1 Ослаблення сальникових набивок, прокладок змішувачів та запірної арматури, окремі порушення теплоізоляції магістралей та стояків 8.2 Крапельні протікання в місцях різьбових з'єднань трубопроводів та врізки запірної арматури; порушення роботи окремих рушникосушок (протікання, порушення фарбування, сліди ремонту); порушення теплоізоляції магістралей та стояків; ураження корозією магістралей в окремих місцях	- +
	8.3 Несправність змішувачів та запірної арматури; сліди ремонту трубопроводів та магістралей (хомути, латки, заміна окремих ділянок); 8.4 Несправність системи: вихід з ладу запірної арматури, змішувачів, рушникосушок, сліди капітальних ремонтів системи у вигляді хомутів, часткових замін, заварок; корозія елементів системи	- +
Система центрального опалення	9.1 Ослаблення прокладок і набивання запірної арматури, порушення фарбування опалювальних приладів і стояків, порушення теплоізоляції магістралей в окремих місцях 9.2 Крапельні протікання в місцях врізки запірної арматури, приладів і в секціях опалювальних приладів; окремі хомути на стояках і магістралях; значні порушення теплоізоляції магістралей; сліди ремонту калориферів 9.3 Крапельні протікання в опалювальних приладах та місцях їх врізки; сліди протікань в опалювальних приладах, сліди їх відновлення, велика кількість хомутів на стояках та магістралях, сліди їх ремонту в окремих місцях та вибіркова заміна; корозія трубопроводів магістралей; незадовільна робота калориферів 9.4 Масове пошкодження трубопроводів (стояків і магістралей), сильне ураження іржею, сліди ремонту в окремих місцях (хомути, заварювання)	- - + -
Зовнішні комунікації	відсутні	

Продовження таблиці 1.1

Місцезнаходження дефекту	Вид дефекту	Кількість пошкоджень
Система каналізації та водостоків	11.1 Ослаблення місць приєднання приладів; пошкодження емальованого покриття мийок, раковин, умивальників, ванн на площі до 10% їх поверхні; тріщини в трубопроводах з полімерних матеріалів 11.2 Наявність протікання в місцях підключення приладів до 10% -ї частини їхньої кількості; пошкодження емальованого покриття мийок, раковин, умивальників, ванн до 20% їхньої поверхні; пошкодження керамічних умивальників та унітазів (відколи, тріщини, вибоїни) до 10% їхньої кількості; пошкодження від окремих чавунних трубопроводів; значне пошкодження трубопроводів з полімерних матеріалів 11.3 Масові протікання в місцях приєднання приладів; пошкодження емальованого покриття мийок, раковин, ванн, умивальників до 30% їх поверхні; пошкодження керамічних умивальників та унітазів до 20%	- + -
Система електрообладнання	12.1 Несправність, ослаблення кріплень та відсутність окремих приладів (розеток, штепселів, патронів тощо); сліди корозії на поверхні металевих шаф та часткове пошкодження дерев'яних кришок 12.2 Пошкодження ізоляції магістральних та внутрішньоквартирних мереж в окремих місцях, втрата еластичності ізоляції проводів, відкриті проводки вкриті значним шаром фарби, відсутність частини приладів та кришок до них, сліди ремонту ввідно-розподільних пристроїв (ВРУ) 12.3 Повна втрата еластичності ізоляції проводів, значні пошкодження магістральних та внутрішньоквартирних мереж і приладів, сліди ремонту системи з частковою заміною мереж і приладів в окремих місцях, наявність тимчасових прокладок, несправність ВРУ 12.4 Несправність системи: проводки, щитків, приладів, ВРУ; відсутність частини приладів; оголення проводів; сліди великих ремонтів (провисання проводів, пошкодження шаф, щитків, ВРУ)	- + - -

Під час візуального огляду об'єкта були виявлені дефекти в стінах, перегородках, перекриттях. Крім того, є дефекти покрівлі, відключені системи водопостачання, каналізації, опалення, електроустановки, відсутні відмостка та система водостоку. Таким чином, можна зробити висновок, що будівля потребує капітального ремонту, заміни покрівлі.

1.6 Визначення фізичного зносу будівлі

Під фізичним зносом конструкції, елемента, системи інженерного обладнання та будівлі в цілому слід розуміти втрату ними початкових техніко-експлуатаційних якостей (міцності, стійкості, надійності тощо) в результаті впливу природно-кліматичних та антропогенних факторів. Фізичний знос фундаментів визначаємо згідно з [6]. У відомості були зазначені основні пошкодження конструктивних елементів. Величину фізичного зносу визначаємо відповідно до наявності дефектів у конструкціях.

Таблиця 1.2 - Визначення фізичного зносу фундаментів

Ознаки зносу	Кількісна оцінка	Фізичний знос, %	Приблизний перелік робіт
Тріщини в швах між блоків, висоли та сліди зволоження стін підвалу.	Те саме, до 2 мм	21 – 40	Заповнення швів між блоками. Ремонт штукатурки стін підвалу. Ремонт вертикальної та горизонтальної гідроізоляції у відмостках.

Величина фізичного зносу фундаментів становить 30%. Стіни: легкобетонні панелі. Фізичний знос стін визначаємо згідно з [6].

Таблиця 1.3 - Визначення фізичного зносу зовнішніх стін

Ознаки зносу	Кількісна оцінка	Фізичний знос, %	Приблизний склад робіт
Масове відпадання штукатурки, вивітрювання швів, висоли та сліди зволоження	Глибина руйнування швів до 4 см на площі до 50%	31 – 40	Ремонт пошкоджених ділянок стін, карнизів, перемичок

Величина фізичного зносу зовнішніх стін становить 35% . Перегородки: цегляні. Товщина 380,190 мм. Фізичний знос перегородок визначаємо згідно з [6].

Таблиця 1.4 - Визначення фізичного зносу перегородок

Ознаки зносу	Кількісна оцінка	Фізичний знос, %	Приблизний обсяг робіт
Тріщини в місцях стику з стелями шириною 1 мм, поодинокі відколи	Тріщини шириною до 2 мм. Пошкодження на площі до 10%	0 – 40	Зашпаклювання тріщин і відколів

Оскільки спостерігаються окремі тріщини, ширина розкриття яких не більше 1мм , величина фізичного зносу перегородок становить 10% .

Покрівля: похила з покриттям з азбестоцементних хвилястих листів. Фізичний знос визначаємо згідно з [6].

Таблиця 1.5 - Визначення фізичного зносу покрівлі

Ознаки зносу	Фізичний знос, %	Приблизний склад робіт
Протікання та просвіти в окремих місцях, відставання та тріщини конькових плит; відрив листів до 10% площі покрівлі; гниль на де-	41 – 60	Заміна рядового покриття, несучої системи та конькових плит місцями

Таким чином, величина фізичного зносу покрівлі становить 60%. Перекриття: залізобетонні з порожнистих панелей. Фізичний знос перекриттів визначаємо згідно з [6].

Таблиця 1.6 - Визначення фізичного зносу перекриттів

Ознаки зносу	Кількісна оцінка	Фізичний знос, %	Приблизний перелік робіт
Незначне зміщення плит одна відносно одної по висоті внаслідок деформацій, відшарування вирівнювального шару при закладці швів	Зсув плит до 1,5 см. Пошкодження на площі до 10%	11-20	Вирівнювання поверхні стелі

Величина фізичного зносу перекриття становить 11%. Віконні прорізи: Фізичний знос віконних прорізів визначаємо згідно з [6].

Таблиця 1.7 - Визначення фізичного зносу віконних прорізів

Ознаки зносу	Фізичний знос, %	Приблизний склад робіт
Віконні рами розсохлися, пошкодилися та розхиталися в кутах; частина приладів пошкоджена або відсутня; відсутність скління, відливів	21 – 40	Ремонт рамок; зміцнення з'єднань накладками, відновлення засклення з додаванням нового матеріалу до 30%

Руйнування віконних коробок і рами, пошкодження віконних відливів, відсутність скління. Таким чином, величина фізичного зносу становить 40%.
Оздоблювальні роботи: Фізичний знос визначаємо згідно з [6].

Таблиця 1.8 - Визначення фізичного зносу фарбування водними сумішами

Ознаки зносу	Фізичний знос, %	Приблизний склад робіт
Сліди протікання, іржаві плями, відшарування, здуття та відпадання фарбувального шару зі шпаклівкою; на поверхні глибокі тріщини, подряпини, вибоїни	61-80	Повне перефарбування з підготовкою поверхні

Таблиця 1.9 - Визначення фізичного зносу облицювання керамічною плиткою

Ознаки зносу	Фізичний знос, %	Приблизний склад робіт
Масова відсутність плиток, збережені плитки легко знімаються, розчин основи зруйнований	61 – 80	Повна заміна облицювання без використання старих плиток

Таблиця 1.10 - Визначення фізичного зносу штукатурки

Ознаки зносу	Фізичний знос, %	Приблизний обсяг робіт
Масові відшарування штукатурного шару та листів, пошкодження основи	61 – 80	Повна заміна штукатурки

Сукупна величина фізичного зносу оздоблювальних робіт становить 60% .
Питомі ваги елементів будівлі наведені в табл. 1.11.

Таблиця 1.11 - Питома вага елементів будівлі

Конструкції	Питома вага, %
Фундаменти	5
Стіни	20
Перекриття	18
Покрівля	3
Підлоги	12
Прорізи	11
Оздоблювальні роботи	8
Внутрішні сантехнічні та електротехнічні роботи	18
Інші роботи	5
РАЗОМ:	100

Для розрахунку величини фізичного зносу будівлі в цілому необхідно звести в табл. 1.12 отримані вище дані.

Таблиця 1.12 - Визначення величини фізичного зносу

Назва елемента	Величина фіз. зносу, %	Укрупнений показник питомої ваги, %	Середньозважене значення фіз. зносу
Фундаменти	30	5	1,5
Стіни	35	20	7,0
Перекриття	11	18	1,98
Покрівля	55	3	1,2
Підлога	25	12	3,0
Прорізи	40	11	4,4
Оздоблювальні роботи	60	8	4,8
Внутрішні сантехнічні та електротехнічні роботи	30	18	5,4
Інші роботи (перегородки)	10	5	0,5
РАЗОМ:		100	29,78

Таким чином, величина фізичного зносу, визначена на основі поелементної оцінки, становить 29,78% (<65%). Звідси випливає, що будівля придатна для експлуатації.

1.7 Об'ємно-планувальне рішення після реконструкції

Загальна площа будівлі становить $820,8 \text{ м}^2$, будівельний об'єм — $7562,88 \text{ м}^3$. За відносну відмітку 0,000 прийнято відмітку рівня підлоги 1-го поверху, що вище відмітки землі на 0,45 м. Проектом передбачено реконструкцію

та перепрофілювання всіх поверхів будівлі. Заходи з перебудови, що розробляються, базуються на можливості максимального збереження існуючих конструкцій та можливості використання приміщень. На першому поверсі після реконструкції у східній частині будівлі планується розміщення пекарні з кав'ярнею та магазином випічки. Також площа дозволяє розмістити невеликий магазин самообслуговування (на кшталт супермаркету). На другому поверсі планується розмістити дитячий ігровий комплекс із кафе, а також зону для проведення заходів (дні народження тощо). На третьому поверсі раціонально розмістити офісні приміщення, оскільки на даний момент тип об'ємно-планувальної схеми — коридорний, що в повній мірі надає можливість розміщення кабінетів.

Існуючі сходові клітки відповідають вимогам пожежної безпеки. Також передбачено прибудову зовнішніх евакуаційних сходів через коридор з боку західного фасаду.

1.6 Конструктивне рішення після реконструкції

Об'єкт реконструкції являє собою 3 — х -поверховий каркасний будинок з поздовжніми несучими та поперечними самонесучими стінами.

Після реконструкції зміна конструктивної схеми не передбачена. Заходи щодо конструктивного рішення базуються на основних дефектах. У зв'язку з цим передбачено наступне:

1. Заміна похилого даху. Передбачено збільшення кута нахилу для кращого відведення атмосферних опадів, організація зовнішнього водостоку, влаштування брандмауера в середній частині даху у зв'язку з великою протяжністю будівлі.
2. Демонтаж частини перегородок та влаштування нових цегляних перегородок для оформлення нового планувального рішення.
3. Демонтаж частини віконних блоків та влаштування нового скління.
4. Облаштування зовнішніх металевих евакуаційних сходів.

5. Перенесення душових кабін та санвузлів, влаштування вентиляції.
6. Демонтаж відмостки, очищення від бактеріологічної корозії.

Влаштування нової відмостки.

7. Утеплення та оштукатурювання фасаду
8. Оздоблювальні роботи.

1.7 Зовнішнє та внутрішнє оздоблення

Внутрішнє оздоблення після реконструкції - водоемульсійне фарбування на всю висоту; у місцях встановлення кухонного та сантехнічного обладнання - облицювання стін на висоту 60 і 180 см глазурованою плиткою.

Зовнішнє оздоблення після реконструкції – утеплення теплоізоляційними плитами та штукатурення декоративним цементно-перлітовим розчином.

1.8 Інженерне обладнання

Водопровід – господарсько-питний. Розрахунковий напір біля основи стояка –18м. Каналізація - господарсько-побутова у зовнішню мережу, водостік неорганізований, після реконструкції - організований. Опалення - водяне центральне, система однотрубна з нижньою розводкою з конвекторами . Температура теплоносія 95 – 70°C . Вентиляція — природна та витяжна з механічним приводом.

Гаряче водопостачання - централізоване. Газопостачання - від зовнішньої мережі до кухонних плит. Електропостачання — від зовнішньої мережі, напруга 380/220 В. Освітлення — лампами розжарювання. Засоби зв'язку - радіо, телефон, телебачення.

РОЗДІЛ 2

КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Вихідні дані

Вихідні дані: м. Суми

Покрівля: двосхила (вальмова) з холодним горищем. Покриття покрівлі: металочерепиця. Висота хвилі - 36 мм; розмір листа - 2000 × 950 мм; вага листа - 6,4 кг.

Згідно з [2] ухил покрівлі з металочерепиці повинен бути не менше 6° . Приймаємо ухил, рівний 21° .

Конструкція покрівлі: Робочий розряджений настил (обрешітка) з необробленої дошки товщиною не менше 25 мм (за розрахунком) укладається по кроквяних ногах з кроком 400 мм, які спираються на прогони (мауерлат). Верхній настил — суцільний захисний з дощок перерізом 16 × 100 мм, укладається під кутом 45° до робочого настилу. Крок кроквяних ніг прийнято рівним 1000 мм.

2.2 Розрахунок робочого настилу (обрешітки)

Місто Суми відповідає за вагою снігового покриву району II [2].

$$S_0 = 0,7 c_e c_t \mu S_g$$

$$S_0 = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 100 = 70 \text{ кг/м}^2 \quad (2.1)$$

$c_e = 1$ — коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру або інших факторів, прийнятий відповідно до [2]

$c_t = 1,0$ - термічний коефіцієнт, що приймається відповідно до [2]

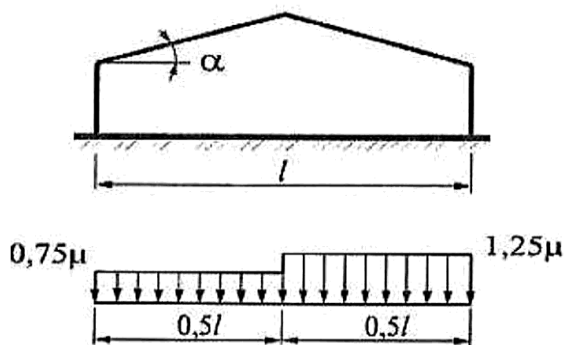


Рисунок 2.1 - Визначення коефіцієнта μ для будівель з двосхилими покрівлями [2]

$\mu = 1,0$ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покрівлю, що приймається відповідно до [2] $S_g = 1,0 \text{ КПа} = 100 \text{ Кг/м}^2$ - вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі, що приймається відповідно до [2]

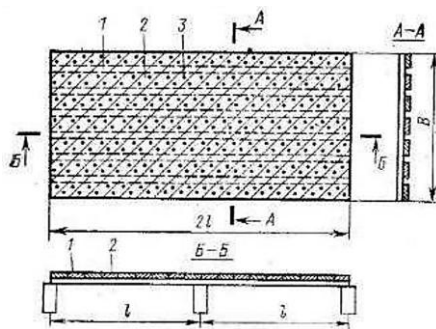
Таблиця 2.1 - Збір навантажень на 1 м^2 у робочого настилу

Навантаження	Нормативне навантаження, $q^H = \delta \cdot \rho$	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f	Розрахункове навантаження, $q^p = q^H \cdot \gamma_f$
Металочерепиця	3,37	1,3	4,38
Захисний суцільний настил (сосна 3-го сорту) дошка $16 \times 100 \text{ мм}$ $\rho = \frac{500 \text{ кг}}{\text{м}^3 \cdot 0,016 \text{ м}} \cdot 1 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot 500 \text{ кг/м}^3 =$	8,32	1,1	9,15
Від ваги снігового покриву $S_0 = 70 \text{ кг/м}^2$	70	1,4	98
Разом	81,69		111,53

$$q^{p'} = g \cos \alpha + S \cos^2 \alpha = 13,53 \cdot 0,970 + 98 \cdot 0,941 = 105 \text{ Кгс/М} = 1,05 \text{ кН/м}$$

$$\cos 14^\circ = 0,970; \cos^2 14^\circ = 0,941$$

Дощатий настил розраховуємо як двопролітну нерозрізну шарнірно-оперту балку. Розрахункову ширину настилу умовно приймають рівною 1 м . Проліт становить 1 м (відстань між кроквяними ногами).



1 - захисний настил; 2 - робочий настил; 3 - цвяхи.

Рисунок 2.2 - Щит подвійного перехресного настилу

Настил покриття розраховуємо на рівномірно розподілене постійне навантаження від власної ваги конструкції та тимчасове від снігу.

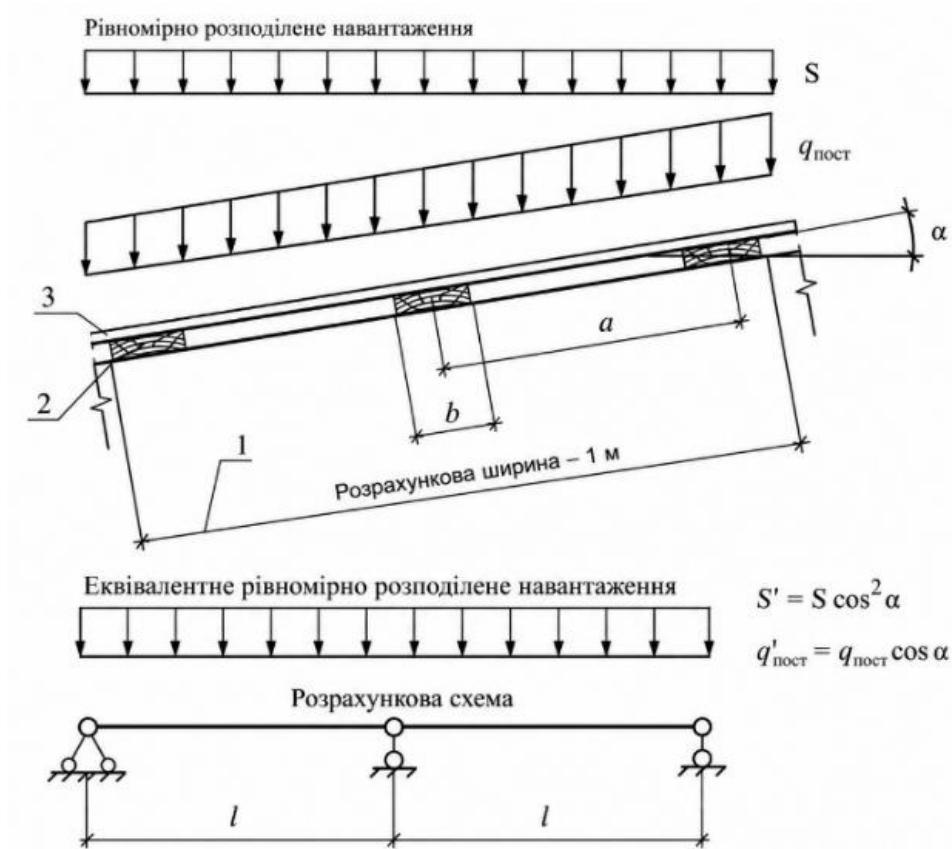


Рисунок 2.3 - Розрахункова схема настилу

Умова міцності настилу забезпечується за умови:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{n \cdot W_{\text{розр}}} \leq R_u \quad (2.2)$$

де $M_{\max} = \frac{g \cdot l^2}{8}$ - максимальний згинальний момент від дії рівномірно розподілених розрахункових навантажень;

$$M_{\max} = \frac{g \cdot l^2}{8} = \frac{1,05 \text{ кН/м} \cdot 1 \text{ м}^2}{8} = 0,131 \text{ кН} \cdot \text{м} = 13,1 \text{ кН} \cdot \text{см} \quad (2.3)$$

$W_{\text{розр}} = \frac{b \cdot h^2}{6}$ - розрахунковий момент опору настилу з дощок товщиною h і шириною b розрахункового перерізу;

$n = 3$ - кількість дощок, що припадають на 1м ширини, при кроці робочого настилу, що дорівнює $a = 400$ мм .

$R_u = 13$ МПа - розрахунковий опір деревини на вигин.

Попередньо приймаємо дошки перерізом 25×100 мм

$$W_{\text{розр}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{10 \text{ см} \cdot 2,5 \text{ см}^2}{6} = 10,42 \text{ см}^3 \quad (2.4)$$

$$\sigma = \frac{13,1 \text{ кН/см}^3}{3 \cdot 10,42 \text{ см}^3} = 0,42 \text{ кН/см}^2 \leq 1,3 \text{ кН/см}^2$$

2.3 Розрахунок кроквяних ніг

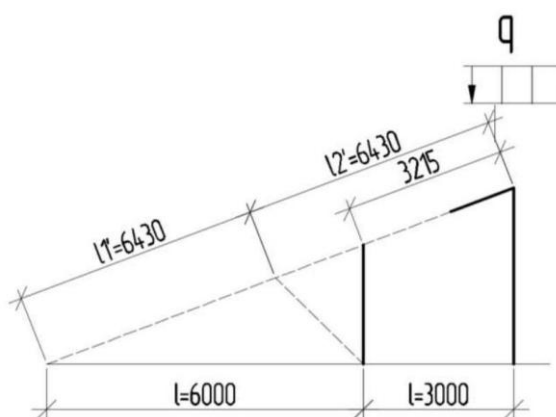


Рисунок 2.4 - Геометричні розміри елементів крокв

Куту нахилу покрівлі до горизонту $\alpha = 21^\circ$ відповідають: $\sin 21^\circ = 0,242$; $\cos 21^\circ = 0,933$; $\operatorname{tg} 21^\circ = 0,249$; $\operatorname{ctg} 21^\circ = 4,016$.

Лежні укладаються на одному рівні з мауерлатами. Вісь мауерлата зміщена відносно осі стіни назовні на 20 см.

Відстань від осі мауерлата до осі внутрішньої стіни: $l = L + 20 = 600 + 20 = 620$ см.

Висота крокв у коньку: $h = l \cdot \operatorname{tg} \alpha = 620 \cdot 0,249 = 150$ см. Підкос спрямований під кутом $\beta = 45^\circ$ до горизонту ($\sin 45^\circ = \cos 45^\circ = 0,707$). Точка перетину осей підкосу та кроквяної ноги розташована на відстані l_2 від осі опорної стійки. Величину l_2 знаходимо за формулою: $l_2 = h_n = (l - l_2) \operatorname{tg} \alpha$

$$\text{Звідки } l_2 = \frac{l}{1 + \operatorname{ctg} \alpha} = \frac{620}{1 + 4,016} = 121 \text{ см}$$

$$\text{Тоді } l_1 = l - l_2 = 620 - 121 = 499 \text{ см}$$

Таблиця 2.2 — Сума навантажень на 1 м.п. горизонтальної проекції кроквяної

Навантаження	Нормативне навантаження, $q^H = \delta \cdot \rho$	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f [2]	Розрахункове навантаження, $q^P = q^H \cdot \gamma_f$
Металочерепиця	3,37	1,3	4,38
Захисний суцільний настил (сосна 3-го сорту) дошка 16×100 мм $\rho = 500$ кг/м ³ $0,016 \text{ м} \times 1 \text{ м} \times 1 \text{ м} \times 500 \text{ кг/м}^3$	8,32	1,1	9,15
Робочий настил дошка 40×100 мм (сосна 3 сорт) $0,04 \text{ м} \cdot 0,1 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot 3 \text{ м} \cdot 500 \text{ кг/м}^3 = 6,24$ кг	6,24	1,1	
Від ваги снігового навантаження даху $S_0 = 70$ кг/м ²	70	1,4	98
Разом	87,93		118,39

$$q^H = q \cos \alpha + S \cos^2 \alpha = 17,93 \cdot 0,970 + 70 \cdot 0,941 = 83 \text{ кг/м}$$

$$q^P = q \cos \alpha + S \cos^2 \alpha = 20,39 \cdot 0,970 + 98 \cdot 0,941 = 112 \text{ кг/м}$$

Кроквяну ногу розглядаємо як нерозрізну балку на трьох опорах. Небезпечним перерізом кроквяної ноги є переріз у місці примикання підкосу.

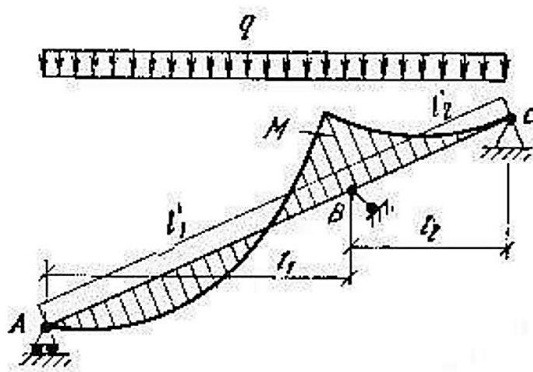


Рисунок 2.5 - Розрахункова схема кроквяної ноги

Згинальний момент у цьому перерізі знаходимо за формулою:

$$M_B = \frac{q(l_1^3 + l_2^3)}{8(l_1 + l_2)} = \frac{112(6^3 + 3^3)}{8(6 + 3)} = 285$$

Визначаємо необхідний момент опору перерізу кроквяної ноги з урахуванням ослаблення врізкою:

$$W_{\text{птр}} = \frac{M_B}{R_u} = \frac{285}{1,988 \cdot 10^6} = 1,43 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

$R_u = 19,5 \text{ МПа} = 1,988 \cdot 10^6 \text{ Кгс/м}^2$ - розрахунковий опір деревини (2-й сорт) на вигин [22].

Умова міцності при згині:

$$\sigma = \frac{M_B}{W_{\text{розн}}} \leq R_u \quad (2.5)$$

Попередньо приймаємо переріз крокв із 2-х спарених дощок $50 \times 150 \text{ мм}$

Тоді момент опору та момент інерції перерізу дорівнюють:

$$W_{\text{розн}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,1 \text{ м} \cdot 0,15 \text{ м}^2}{6} = 3,75 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

$$J_{\text{розн}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,1 \text{ м} \cdot 0,15 \text{ м}^3}{12} = 0,2813 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3 = 2813 \text{ см}^3$$

$$\sigma = \frac{285 \text{ Кгс/м}}{3,75 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3} = 0,76 \cdot 10^6 \text{ Кгс/м}^2 \leq 1,988 \cdot 10^5 \text{ КН/м}^2 - \text{ умова виконується}$$

Перевіряємо жорсткість похилої кроквяної ноги

Розрахунок проводиться за другим граничним станом на дію нормативного навантаження з урахуванням власної ваги кроквяної ноги

$$q^{H'} = q^H + q_{\text{соб.с}} \cdot \cos \alpha = \frac{83 \text{ Кгс}}{\text{м}} + 0,1 \text{ м} \cdot 0,15 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot 500 \text{ кН/м}^3 \cdot 0,970 = 0,9 \text{ кН/м}$$

Визначаємо прогин кроквяної ноги:

$$\frac{f}{l_1} = \frac{5q^{H'} \cdot l_1^3}{384 \cdot E \cdot J \cdot \cos \alpha} \leq \frac{l}{200} \quad (2.6)$$

де $E = 11000 \text{ МПа}$ - модуль пружності деревини вздовж волокон;

$\frac{l}{200}$ - вертикальний граничний прогин [2]

$$\frac{f}{l_1} = \frac{5 \cdot 0,9 \cdot 6^3}{384 \cdot 11 \cdot 10^6 \cdot 0,28 \cdot 10^{-4} \cdot 0,970} = 0,009 \text{ м} < \frac{l}{200} = 0,031 \text{ м} - \text{жорсткість кроквяної}$$

ноги забезпечена.

Спарені крокви складаються з двох рядів дощок, поставлених на ребро і з'єднаних двома цвяхами $4 \times 100 \text{ мм}$, що забиваються конструктивно з кроком 50 см .

Стики дощок влаштовують у точках, де згинальний момент у нерозрізних балках, навантажених рівномірно розподіленим навантаженням по всій довжині, змінює знак, тобто на відстанях від опор, що дорівнюють $a = 0,2 \cdot l = 0,2 \cdot 5,06 \text{ м} = 1 \text{ м}$

Цвяхи, що скріплюють стик, приймаємо $4 \times 100 \text{ мм}$

Несуча здатність одного зрізного цвяха:

$$T_{\text{рс}} = 400 \cdot d_{\text{рс}}^2 = 400 \cdot 0,5^2 = 1 \text{ кН}$$

Необхідна кількість цвяхів з кожного боку стику:

$$n_{\text{рв}} = \frac{Q}{T_{\text{рв}}} = \frac{M_{\text{в}}}{2 \cdot a_{\text{рв}} \cdot T_{\text{рв}}} = \frac{325}{2 \cdot 0,08 \cdot 100} = 20,3 \text{ шт}$$

Приймаємо 20 цвяхів. Розставляємо їх у два ряди по 10 цвяхів у ряду.

2.4 Розрахунок підкосу

Вертикальна складова реактивного зусилля на середній опорі кроквяної ноги:

$$P = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_B}{l_1} + \frac{M_B}{l_2} = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_B \cdot l}{l_1 \cdot l_2} \quad (2.7)$$

$$q^{p'} = q^p + q_{\text{сoб.в}} \cdot \cos \alpha = \frac{112 \text{ Кг}}{\text{м}} + 0,1 \text{ м} \cdot 0,15 \text{ м} \cdot 1 \text{ м} \cdot \frac{500 \text{ кН}}{\text{м}^3} \cdot 1,1 \cdot 0,970 =$$

$$= \frac{119 \text{ кгс}}{\text{м}} = 1,19 \text{ кН/м}$$

$$P = \frac{119 \cdot 6,2}{2} + \frac{285 \cdot 6,2}{4,99 \cdot 1,21} = 6 \text{ кН}$$

Це зусилля розкладається на зусилля N , що стискає підкос, і зусилля N_B , спрямоване вздовж кроквяної ноги.

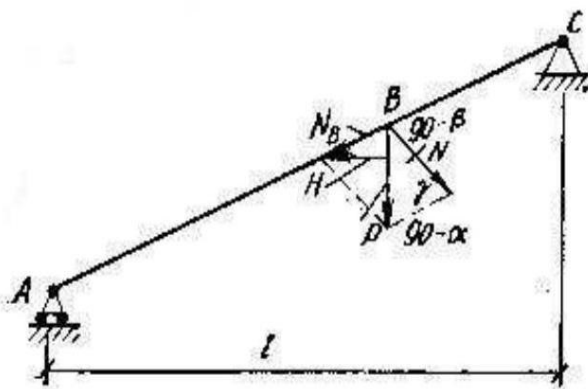


Рисунок 2.6 — Зусилля, що виникають на середній опорі кроквяної ноги

Використовуючи рівняння синусів, знаходимо:

$$N = \frac{\cos \alpha}{\sin \gamma} \cdot P = \frac{\cos 14^\circ}{\sin 59^\circ} \cdot P = \frac{0,970}{0,857} \cdot 6,6 = 7,50 \text{ кН}$$

$$N_B = \frac{\cos \beta}{\sin \gamma} \cdot P = \frac{\cos 45^\circ}{\sin 59^\circ} \cdot P = \frac{0,707}{0,857} \cdot 6,6 = 5,46 \text{ кН}$$

Підкос приймаємо перерізом 100×100 . Внаслідок невеликого стискаючого зусилля підкос не розраховуємо, оскільки він працюватиме з великим запасом. Розрахункова довжина підкосу $l_0 = l_n = 171 \text{ см}$.

Підкос впирається в кроквяну ногу ортогональним лобовим врубком. Кут зминання $\gamma = 59^\circ$

Визначаємо розрахунковий опір зминання під цим кутом:

$$R_{зм\gamma} = \frac{R_{зм}}{1 + \left(\frac{R_{зм}}{R_{зм90}} - 1\right) \sin \gamma} = \frac{19,5}{1 + \left(\frac{19,5}{4,5} - 1\right) \sin 59^\circ} = 5,07 \text{ МПа} \quad (2.8)$$

де $R_{зм} = 19,5 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір деревини зминання вздовж волокон [22];

$R_{зм90} = 4,5 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір деревини зминання поперек волокон [22].

Глибина врізок $h_{вр}$ в опорних вузлах стрижневих конструкцій повинна бути не більше $1/3 h$, а в проміжних вузлах - не більше $1/4 h$, де h - розмір перерізу елемента у напрямку врізки.

Площа зминання:

$$F_{зм} = \frac{b \cdot h_{вр}}{\cos \gamma} = \frac{10 \cdot 3,5}{\cos 59^\circ} = 67,96 \text{ см}^2 \quad (2.9)$$

де $b = 10 \text{ см}$ - геометричні розміри перерізу крокви ($b \times h = 10 \times 15 \text{ см}$);

$h_{вр} = 3,5 \text{ см}$ - глибина врізки.

Напруження зминання:

$$\sigma_{см} = \frac{N}{F_{зм}} = \frac{750 \text{ кг}}{67,96 \text{ см}^2} = 11,04 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 1,104 \text{ МПа} < R_{зм\gamma} = 5,02 \text{ МПа}$$

Горизонтальна складова зусилля N_B створює розпір кроквяної системи, який гаситься затяжкою.

Визначаємо розпір у затяжці: $H = N_B \cdot \cos \alpha = 546 \cdot 0,970 = 5,30 \text{ кН}$.
Затяжку проектуємо конструктивно з двох дощок 50×100 , що прикріплюються до кроквяних ніг цвяхами $5 \times 200 \text{ мм}$.

Несуча здатність одного зрізного цвяха:

$$T_{rs} = 400 \cdot d_{rB}^2 = 400 \cdot 0,5^2 = 1 \text{ кН}$$

Для сприйняття зусилля N ставимо по 4 цвяхи з кожного боку вузла.

Повна несуча здатність з'єднання:

$$10 \cdot T_{rB} = 8 \cdot 100 = 8 \text{ кН} > 5,30 \text{ кН} - \text{несуча здатність забезпечена.}$$

Через незначність величини зусилля N міцність затяжки на розтягнення не перевіряємо.

2.5 Розрахунок консольно-балкових прогонів

Консольно-балкові прогони являють собою нерозрізну багатопролітну балку. Стики консольно-балкових прогонів розташовуються по два через проліт, утворюючи схему із зустрічним розташуванням шарнірів (рис. 2.7).

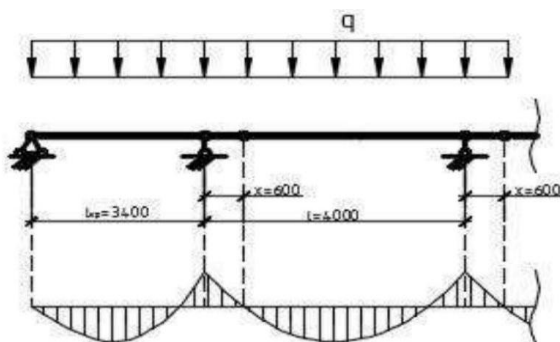


Рисунок 2.7 - Розрахункова схема та епюра моментів консольно-балкового прогону з послідовним розташуванням шарнірів

Відстань шарнірів від опор у всіх прольотах $x = 0,146 \cdot l \approx 0,15 \cdot l$
 $x = 0,15 \cdot 4, \text{ м} = 0,6 \text{ м}$. При однакових прольотах по всій довжині прогону згинальний момент і опорна реакція першої проміжної опори будуть більшими за інші, що вимагатиме посилення крайнього прольоту прогону та опорної конструкції (ригеля).

Для вирівнювання згинальних моментів і опорних реакцій у крайніх прольотах слід зменшити величину цих прольотів на 15% і приймати $l_{kp} \leq 0,85 \cdot l$
 $l = 0,85 \cdot 4 \text{ м} = 3,4 \text{ м}$ $l_{kp} \leq 0,85 \cdot l$, де l_{kp} - крайній проліт і l - проліт у середній

частині прогону, що не вимагає додаткового посилення крайнього прольоту прогону та першої проміжної опорної конструкції.

Таблиця 2.3 - Сума навантажень на 1 м.п. прогону

Навантаження	Нормативне навантаження, $q^H = \delta \cdot \rho$	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ_f [2])	Розрахункове навантаження, $q^p = q^H \cdot \gamma_f$
Металочерепиця	3,37	1,3	4,38
Захисний суцільний настил (сосна 3-го сорту) дошка $16 \times 100\text{мм}$ $\rho = 500\text{кг/м}^3$ $0,016\text{м} \times 1\text{м} \times 1\text{м} \times 500\text{кг/м}^3$	8,32	1,1	9,15
Робочий настил дошка $40 \times 100\text{ мм}$ (сосна 3 сорт) $0,04\text{ м} \cdot 0,1\text{ м} \cdot 1\text{ м} \cdot 3\text{мг} \cdot 500\text{ кг/м}^3 = 6,24\text{кг}$	6,24	1,1	6,86
Кроквяна нога брус $100 \times 150\text{мм}$ (сосна 2 сорт) $0,1\text{ м} \cdot 0,15\text{ м} \cdot 1\text{ м} - 500 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3} = 7,5\text{кг}$	7,5	1,1	8,25
Від ваги снігового покриву $S_0 = 70\text{ кг/м}^2$	70	1,4	98
Разом	95,43		126,64

$$q^{p'} = q^p + q_{\text{cob.s}} = 127\text{Кг/м} \cdot 1,35\text{м} + 0,1\text{м} \cdot 0,1\text{м} \cdot 1,35\text{м} \cdot 500\text{кг/м}^3 \cdot 1,1 = 179 \frac{\text{Кг}}{\text{м}} = 1,79\text{кН/м}$$

Згинальні моменти в середині прольоту та на опорі становитимуть:

$$M_{\text{max}} = \frac{q \cdot l^2}{16} = \frac{179 \cdot 4^2}{16} = 179\text{Кг} \cdot \text{м}$$

Визначаємо необхідний момент опору перерізу:

$$W_{\text{необ}} = \frac{M_B}{R_U} = \frac{179}{1,988 \cdot 10^6} = 0,9 \cdot 10^{-4}\text{м}$$

$R_u = 19,5\text{МПа} = 1,988 \cdot 10^6\text{Кгс/м}^2$ - розрахунковий опір деревини (2-й сорт) згину.

Попередньо приймаємо переріз прогону з 2-х спарених дощок $50 \times 150\text{мм}$

Тоді момент опору та момент інерції перерізу дорівнюють:

$$W_{\text{розр}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{0,1 \text{ м} \cdot 0,15^2 \text{ м}}{6} = 3,75 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

$$J_{\text{розр}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,1 \text{ м} \cdot 0,15^3 \text{ м}}{12} = 0,28 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$$

Умова міцності при згині:

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{W} \leq R_u$$

$$\sigma = \frac{179 \text{ кгс/м}}{3,75 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3} = 0,48 \cdot 10^6 \text{ кг/м}^2 \leq 1,988 \cdot 10^6 \text{ кг/м}^2$$

Найбільший прогин у тих прольотах, де немає шарнірів, дорівнюватиме:

$$f_{\text{max}} = \frac{q \cdot l^4}{192 E \cdot J} = \frac{1,79 \cdot 4^4}{192 \cdot 11 \cdot 10^6 \cdot 0,28 \cdot 10^{-4}} = 0,0076 \text{ м} < \frac{l}{200} = \frac{4}{200} = 0,02 \text{ м} \quad -$$

жорсткість прогону забезпечена.

де $E = 11000 \text{ МПа}$ - модуль пружності деревини вздовж волокон;

$\frac{l}{200}$ - вертикальний граничний прогин [2].

Спарені нерозрізні прогони складаються з двох рядів дощок, поставлених на ребро і з'єднаних двома цвяхами $5 \times 100 \text{ мм}$, що забиваються конструктивно з кроком 50 см .

Стики дощок влаштовують у точках, де згинальний момент у нерозрізних балках, навантажених рівномірно розподіленим навантаженням по всій довжині, змінює знак, тобто на відстанях від опор, що дорівнюють $x = 0,2 \cdot l = 0,15 \cdot 4 \text{ м} = 0,6 \text{ м}$

Цвяхи, що скріплюють стик, приймаємо з $5 \times 100 \text{ мм}$. Несуча здатність одного зрізного цвяха:

$$T_{\text{рс}} = 400 \cdot d_{\text{рв}}^2 = 400 \cdot 0,5^2 = 100 \text{ кг}$$

Необхідна кількість цвяхів з кожного боку стику:

$$n_{\text{рв}} = \frac{Q}{T_{\text{рв}}} = \frac{M_{\text{max}}}{2 \cdot a_{\text{рв}} \cdot T_{\text{рв}}} = \frac{213}{2 \cdot 0,08 \cdot 100} = 13,3 \text{ шт}$$

$a_{\text{ТВ}} = 80 \text{ мм}$ - відстань від опори до центру цвяхового забою.

Приймаємо 14 цвяхів

Відстань уздовж волокон деревини від цвяха до торця елемента у всіх випадках слід приймати не менше $S_1 = 15 d$, приймаємо 80 мм . Відстань між

осями цвяхів поперек волокон деревини при прямому розміщенні цвяхів слід брати не менше $S2 = 4d$, беремо 40 мм. Відстань $S3$ від крайнього ряду цвяхів до поздовжньої кромки елемента слід брати не менше $4d = 4 \cdot 5 = 20$ мм; беремо 35 мм.

2.6 Розрахунок стійки

Перетин стійки - брус 150×150 мм, довжина стійки 3150 мм. Кріплення кінців шарнірне. Стійка працює як центрально-стиснутий елемент постійного суцільного перетину.

Розрахунок проводимо за формулами [22]:

На міцність

$$\frac{N}{F_{Hm}} \leq R_c \quad (2.10)$$

де: N - розрахункова поздовжня сила;

R_c - опір деревини стисненню вздовж волокон;

F_{Hm} - площа поперечного перерізу елемента нетто.

На стійкість:

$$\frac{N}{\varphi F_{розр}} \leq R_c \quad (2.11)$$

де: R_c - розрахунковий опір деревини стисненню вздовж волокон;

φ - коефіцієнт поздовжнього вигину, що визначається згідно з;

$F_{розр}$ - розрахункова площа поперечного перерізу елемента, що приймається рівною:

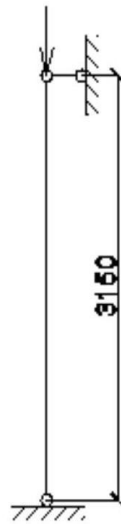


Рисунок 2.8 - Розрахункова схема стійки

$$F_{\mu m} = 15 \cdot 15 = 225 \text{ см}^2.$$

$$F_{\text{розр}} = 15 \cdot 15 = 225 \text{ см}^2.$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{l \cdot \mu_0}{0.289 \cdot h} = \frac{3.15 \cdot 1}{0.289 \cdot 0.15} = 72.664 > 70 \quad (2.12)$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{72.664^2} = 0.568$$

на міцність

$$\sigma = \frac{35,1025}{225} = 0,156 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R = 1,3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

на стійкість

$$\sigma = \frac{35,1025}{0,568 \cdot 225} = 0,275 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R = 1,3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

РОЗДІЛ 3

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов

Проектована ділянка знаходиться в м. Суми.

Майданчик рівний, перепад абсолютних відміток становить 246-246,3 м.

За результатами буріння контрольних свердловин визначено типи та потужності шарів ґрунту:

- гумус: товщина шару 0,4 м;
- пластичний супісок: товщина шару 2,6 м;
- гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем від 17 до 28%, в середньому 23%. Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів d_{fn} — 0,9 м.

Підземні води залягають на глибині 3,5 м. Сейсмічність ділянки за ґрунтовими умовами для об'єктів масового будівництва — 7 балів, [5].

Інженерно-геологічний розріз

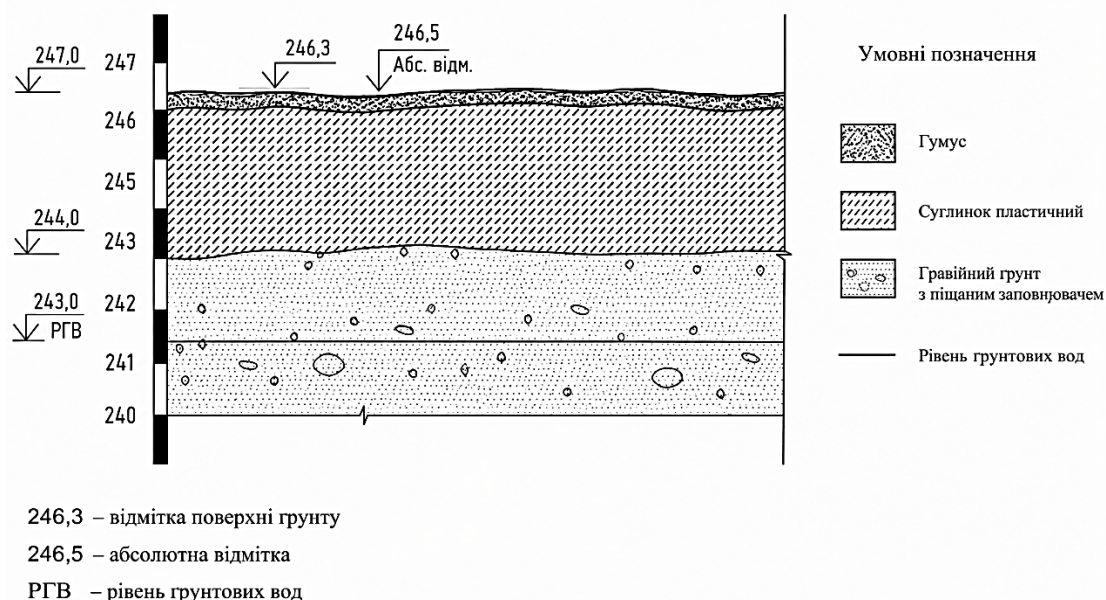


Рисунок 3.1 - Геологічний розріз

3.2 Характеристика будівлі

Район будівництва: м. Суми;

район за вагою снігового покриву - II, [2];

— $p = 1,0 \text{ кН/м}^2$ - вага снігового покриву, [2];

-район за середньою швидкістю вітру за три місяці в зимовий період $V = 2 \text{ м/с}$, карта 2 [1];

— $v = 3 \text{ кН/м}^2$ - тимчасове навантаження на перекриття згідно з таблицею 8.3 [2];

-рівень ґрунтових вод на відмітках 247,12 м (Рисунок 3.1);

-конструктивна схема будівлі – повний каркас;

-каркас - монолітний, залізобетонний;

-перекриття та покрівля - залізобетонні, монолітні;

-зовнішні стіни - панельні, товщиною 380 мм;

- $L_1 \times L_2 = 18 \times 78 \text{ м}$ - розміри будівлі в плані;

-максимальна висотна відмітка: $H = 11,6 \text{ м}$.

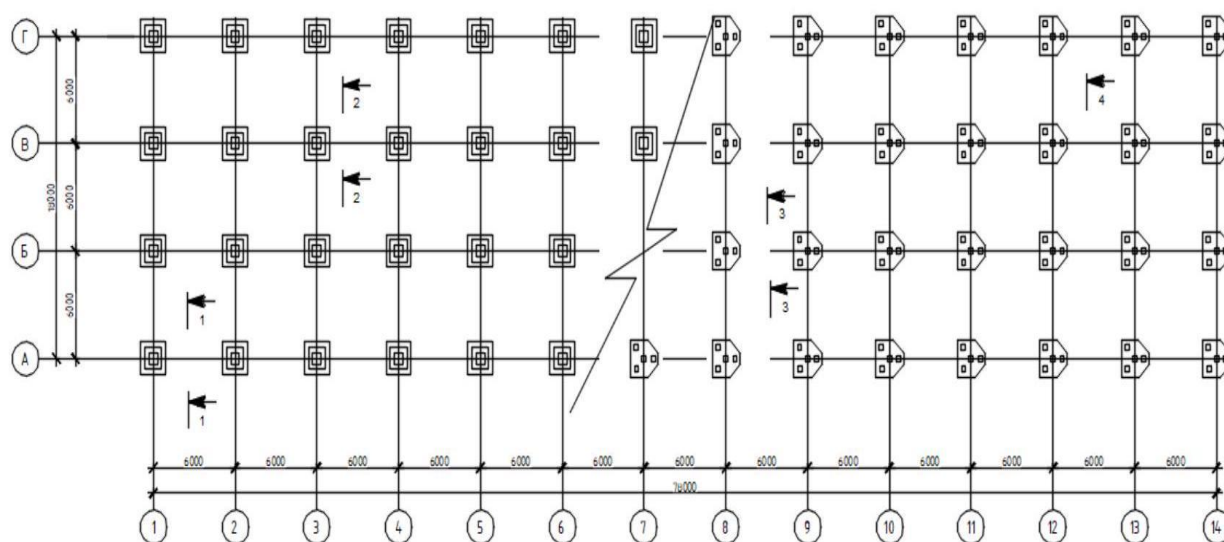


Рисунок 3.2 - Схема розташування колон

3.3 Підбір навантажень

3.3.1 Підбір навантажень на фундамент під середню колону

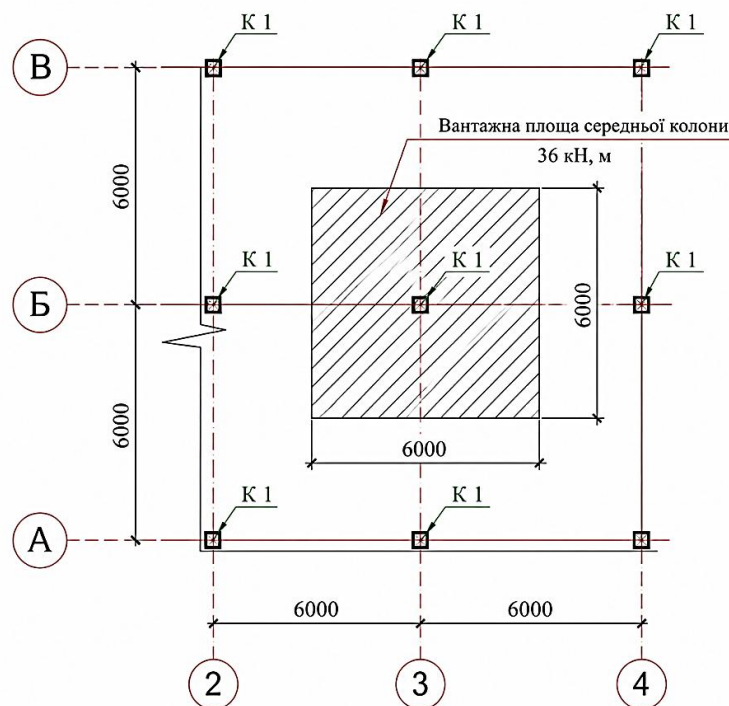


Рисунок 3.3 - Вантажна площа середньої колони

Таблиця 3.1 - Підбір навантажень на фундамент під середню колону

Вид навантаження	Нормативне $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	$\gamma_f > 1$ табл.7.1 [2]	Розрахункове $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1	2	3	4
Постійне навантаження P_d			
1.1 Покриття: залізобетонна плита $\delta = 0,2\text{Мр} = 25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	5,5	1,2	6,6
- Пароізоляція (1 шар руберойду) $\delta = 0,01\text{М}, \rho = 6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	0,06	1,2	0,072
- теплоізоляція - полістиролбетон, модифікований шлакопортландцементом $\rho = 3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \delta = 0,17\text{м}$	0,51	1,2	0,612
- цементна піщана стяжка	0,9	1,3	1,17
Разом	6,97	-	8,454
1.2 Покрівля: -Соснові балки перерізом 150*150 мм. $\rho = 5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	$0,15 * 0,15 * 5 = 0,1125$	1,1	0,12
-Стійка соснова перерізом 150*150 мм. $\rho = 5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$, крок 3м.	$\frac{0,15 * 0,15 * 5}{3} = 0,0375$	1,1	0,04

Продовження таблиці 3.1

Вид навантаження	Нормативне $\frac{\kappa H}{\text{м}^2}$	$\gamma_f > 1$ табл.7.1 [2]	Розрахункове $\frac{\kappa H}{\text{м}^2}$
-Прогон сосновий перерізом 150*150 мм. $\rho = 5 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}$	$0,15 * 0,15 * 5 = 0,1125$	1,1	0,12
-Кровляна нога перерізом 150*50 мм, з кроком 1 м., $\rho = 5 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}$	$\frac{0,15 * 0,05 * 5}{1 * \cos 20} = 0,04$	1,1	0,044
- Обрешітка з брусків розміром 60 * 60 мм, крок 370 мм. $\rho = 5 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}$	$\frac{0,06 * 0,06 * 5}{0,37 * \cos 20} = 0,05$	1,1	0,057
- Азбестоцементна покрівля $\rho = 18 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}$, $\delta = 5,8$ мм.	$\frac{0,0058 * 18}{\cos 20} = 0,11$	1,1	0,12
Разом	0,4625	-	0,501
2.3 Перекриття:	5,5	1,2	6,6
- зб монолітна плита $\rho = 25 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}$, $\delta = 220$ мм.			
- керамзитобетон класу В7,5, $\delta = 50$ мм., $\rho = 12 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}$	0,6	1,3	0,78
- цементно-піщана стяжка М150, $\delta = 20$ мм, $\rho = 15 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}$	0,3	1,3	0,39
- керамічна плитка, $\delta = 13$ мм., $\rho = 18 \frac{\kappa H}{\text{м}^3}$	0,234	1,2	0,2808
Разом	6,634	-	8,05
Тимчасове навантаження Р			
- тимчасове навантаження $3 \kappa H/\text{м}^2$, [2]	3	1,2 (п. 8.2.2)[2]	3,6
- тривале навантаження: $P_t \frac{2}{3} P$	2	1,2 (п. 8.2.2)[2]	2,4
2. короткочасне навантаження, $P_t: \frac{1}{3} P$	1	1,2 (п. 8.2.2)[2]	1,2
Разом	3	-	3,6

Розрахуємо постійне навантаження, що діє на колону:

$$N_{\text{пост}} = (q_{\text{крівля}} * \gamma_n + q_{\text{покр.}} * \gamma_n + q_{\text{перекр.}} * \gamma_n * n_{\text{перекр.}}) * A_{\text{сп.}} + b * h * H_{\text{тт}} * n * \gamma_n * \rho = (0,501 * 0,95 + 8,454 * 0,95 + 8,05 * 0,95 * 2) * 16 + 0,3 * 0,3 * 3,3 * 3 * 0,95 * 1,2 * 25 = 397,77 \kappa H$$

Де $q_{\text{крівля}}$ - постійне навантаження від покрівлі;

$q_{\text{покр.}}$ — постійне навантаження від покриття;

$q_{\text{перекр.}}$ - постійне навантаження від перекриття;

$\gamma_n = 0,95$ - коефіцієнт надійності за призначенням;

Визначимо тимчасове навантаження, що діє на колону:

Згідно з [2], тривалодіюче та короткочасне навантаження потрібно помножити на коефіцієнт поєднання навантажень Ψ_l та Ψ_t відповідно. $\psi_l = 0,95, \psi_t = 0,9$, [2].

$$N_{sp} = (P_l * \psi_l + P_t * \psi_t) * \gamma_f * \gamma_n * A_{sp} * n_{пер}. \quad (3.1)$$

$$N_{sp} = (2 * 0,95 + 1 * 0,9) * 1,2 * 0,95 * 14 * 2 = 102,144 \text{ кН}$$

Визначимо снігове навантаження згідно з [2].

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття визначимо [2].

$$S_0 = 0,7 * c_e * c_t * \mu * S_g; \quad (3.2)$$

Де $c_e = 1$ [2] — коефіцієнт, що враховує знесення снігу під дією вітру або інших факторів;

$c_t = 1$ [2]) — термічний коефіцієнт;

$\mu = 1$ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігової навантаження на покриття;

$S_g = 1,2 \text{ кН/м}^2$ - вага снігового покриву, що приймається на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі.

$$S_0 = 0,7 * 1 * 1 * 1 * 1,2 = 0,84 \text{ кН/м}^2$$

$$N_{гор} = S_0 * \gamma_f * A_{sp} * \gamma_n$$

$\gamma_f = 1,4$ - коефіцієнт надійності за сніговим навантаженням [2].

$$N_{гор} = 0,84 * 1,4 * 16 * 0,95 = 17,875 \text{ кН}$$

Повне навантаження на колону дорівнюватиме:

$$N_{повн}^{кол} = N_{пост} + N_{тим} + N_{сніг} = 397,77 + 102,144 + 17,875 = 517,8 \text{ кН.}$$

3.3.2 Сума навантажень на фундамент під крайню колону

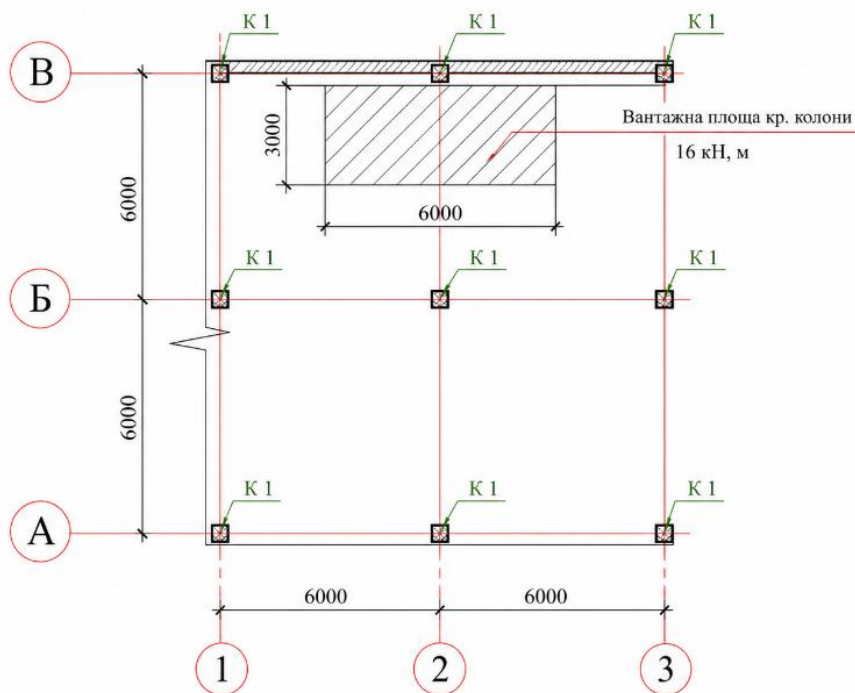


Рисунок 3.4 — Навантажувальна площа крайньої колони

Таблиця 3.3 - Сума навантажень на фундамент під крайню колону

Вид навантаження	Нормативне $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	$\gamma_f > 1$ [2]	Розрахункове $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1	2	3	4
Постійне навантаження P_d			
1.1. Покриття: залізобетонна плита $\delta = 0,2\text{м}$ $\rho = 25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	5,5	1,2	6,6
- пароізоляція (1 шар руберойду) $\delta = 0,01\text{м}$, $\rho = 6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	0,06	1,2	0,072
- теплоізоляція - полістиролбетон, модифікований на шлакопортландцементі $\rho = 3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$, $\delta = 0,17\text{ м}$	0,51	1,2	0,612
- цементна піщана стяжка	0,9	1,3	1,17
Разом	6,97	-	8,454
1.2. Покрівля:			
-Соснові балки перерізом $150 \times 150\text{ мм}$. $\rho = 5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	$0,15 * 0,15 * 5$	1,1	0,12
-Стійка соснова перерізом $150 \times 150\text{ мм}$. $\rho = 5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$, крок 3 м.	$\frac{0,15 * 0,15 * 5}{3}$	1,1	0,04
-Прогон сосновий перерізом $150 \times 150\text{ мм}$. $\rho = 5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	$0,15 * 0,15 * 5$	1,1	0,12

Продовження таблиці 3.3

1	2	3	4
-Кроква перерізом 150*50 мм, з кроком 1 м., $\rho = 5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	$\frac{0,15 * 0,05 * 5}{1 * \cos 20}$	1,1	0,044
- Обрешітка з брусків 60*60 мм, крок 370 мм. $\rho = 5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	$\frac{0,06 * 0,06 * 5}{0,37 * \cos 20}$	1,1	0,057
- Азбестоцементна покрівля $\rho = 18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ $\delta = 5,8 \text{ мм.}$	$\frac{0,0058 * 18}{\cos 20} =$	1,1	0,12
Разом	0,4625	-	0,501
2.1. Перекриття: - Залізобетонна монолітна плита $\rho = 25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$, $\delta = 220 \text{ мм}$	5,5	1,2	6,6
- керамзитобетон класу В7,5, $\delta = 50 \text{ мм.}$, $\rho = 12 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	0,6	1,3	0,78
- цементно-піщана стяжка М150, $\delta = 20 \text{ мм}$, $\rho = 15 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	0,3	1,3	0,39
- керамічна плитка, $\delta = 13 \text{ мм.}$, $\rho = 18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$	0,234	1,2	0,2808
Разом	6,634	-	8,05
2.2. Зовнішня самонесуча цегляна стіна $A_{\text{зм}}^{\text{pp}} = 4 * 3,3 * 2 = 26,4 \text{ м}^2$, де 4 м - довжина навантаження, кількість поверхів кладки $\rho = 18 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$,	$0,38 * 18 = 6,8$	1,2	8,21
2.3. Стіна підвалу з монолітного залізобетону $A_{\text{пов}}^{\text{п.р}} = 4 * 3,3 = 13,2 \text{ м}^2$, де 4 м — довжина зовнішньої стіни, 3,3 м — висота підвалу $\rho = 25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$,	$0,15 * 25 = 3,7$	1,2	4,5
Тимчасове навантаження P			
-тимчасове навантаження 3 кН/м^2 [2]	3	1,2	3,6
1. тривалодіюче навантаження, $: P_1^{\frac{2}{3}}$	2	1,2	2,4
2. короткочасне навантаження, $P_t: \frac{1}{3} P$	1	1,2	1,2
Разом	3	-	3,6

Розрахуємо постійне навантаження, що діє на крайню колону:

$$\begin{aligned}
 N_{\text{пост}} &= (q_{\text{покр}} * \gamma_n + q_{\text{покр.}} * \gamma_n + q_{\text{перекр.}} * \gamma_n * n_{\text{перек.}}) * A_{\text{сп.}} + \\
 & q_{\text{цегл.ст}} * \gamma_n * A_{\text{цегл.ст.}}^{\text{p.p.}} + q_{\text{мон.ст.}} * \gamma_n * A_{\text{мон.ст.}}^{\text{p.}} + b * h * H_{\text{зм}} * n * \gamma_n * \rho \\
 &= (0,501 * 0,95 + 8,454 * 0,95 + 8,05 * 0,95 * 2) * 12 + 8,21 * 0,95 \\
 & * 26,4 + 0,3 * 0,3 * 3,3 * 2 * 0,95 * 1,2 * 25 \\
 &= 285,627 + 205,907 + 16,93 = 508,464 \text{ кН}
 \end{aligned}$$

де $q_{\text{покр.}}$ - постійне навантаження від покрівлі;

$q_{\text{покрит.}}$ — постійне навантаження від покриття;

$q_{\text{перекр.}}$ - постійне навантаження від перекриття;

$q_{\text{цегл. ст.}}$ — постійне навантаження від цегляних стін;

$q_{\text{мон.ст.}}$ - постійне навантаження від монолітних стін;

$\gamma_n = 0,95$ - коефіцієнт надійності за призначенням;

$A_{\text{сп.}} = 4 * 3 = 12\text{м}^2$ - вантажна площа покрівлі та перекриття;

$A_{\text{цегл.ст.}}^{\text{пр.}}$ - вантажна площа цегляної стіни;

$A_{\text{мон.ст.}}^{\text{пр.}}$ - вантажна площа монолітної стіни підвалу;

$b * h = 0,3 * 0,3$ - перетин колони;

$H_{\text{пов}} = 3,3\text{м}$ - висота поверху;

$n_{\text{перек.}} = 2$ — кількість перекриттів.

Визначимо тимчасове навантаження, що діє на колону:

Згідно з [2], тривалодіюче та короткочасне навантаження потрібно помножити на коефіцієнт поєднання навантажень ψ_l та ψ_t відповідно. $\Psi_l = 0,95$, $\Psi_t = 0,9$, [2].

$$\begin{aligned} N_{\text{сп}} &= (P_l * \psi_l + P_t * \psi_t) * \gamma_f * \gamma_n * A_{\text{сп.}} * n_{\text{пер.}} \\ &= (2 * 0,95 + 1 * 0,9) * 1,2 * 0,95 * 12 * 2 = 76,61\text{кН} \end{aligned}$$

Визначимо снігове навантаження згідно з [2].

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття визначимо за [2].

$$S_0 = 0,7 * c_e * c_t * \mu * S_g; \quad (3.3)$$

де $c_e = 1$ 10.4 [2] — коефіцієнт, що враховує знесення снігу під дією вітру або інших факторів;

$c_t = 1$ [2] — термічний коефіцієнт;

$\mu = 1$ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

$S_g = 1,2\text{кН/м}^2$ - вага снігового покриву, що приймається на 1м^2 горизонтальної поверхні землі.

$$S_0 = 0,7 * 1 * 1 * 1 * 1,2 = 0,84 \text{ кН/м}^2$$

$$N_{\text{сніг}} = S_0 * \gamma_f * A_{sp} * \gamma_n \quad (3.2.4)$$

$\gamma_f = 1,4$ - коефіцієнт надійності за сніговим навантаженням [2].

$$N_{\text{сніг}} = 0,84 * 1,4 * 12 * 0,95 = 13,41 \text{ кН}$$

Повне навантаження на крайню колону дорівнюватиме:

$$N_{\text{по.пн}}^{\text{No.1}} = N_{\text{пост}} + N_{\text{ср}} + N_{\text{сніг}} = 508,464 + 76,61 + 13,41 = 598,5 \text{ кН}$$

3.4 Розрахунок пальового фундаменту

Глибину закладення призначаємо за значеннями нормативної та розрахункової глибини промерзання, а також вона залежить від функціонального призначення будівлі.

Знайдемо розрахункову глибину сезонного промерзання і перевіримо умови згідно з [25].

Вибір глибини закладення фундаменту залежно від глибини залягання ґрунтових вод.

$$d_f = k_h d_{fn} \quad (3.4)$$

де $d_{fn} = 1,9 \text{ м}$. - нормативна глибина промерзання для м. Суми;

$k_h = 0,4$ - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму промерзання.

$$d_f = 0,4 * 1,9 = 0,76 \text{ м.}$$

Згідно з рис. 3.1 глибина залягання ґрунтових вод $d_{\omega} = 5,48 \text{ м}$.

$5,48 > 1,16 + 2 = 3,16$, отже, глибина закладення не залежить від розрахункового промерзання [25].

Відмітка верху палі відповідає абсолютній відмітці 252,6 м. Відмітка рівня землі 252,6 м.

Вибір типу палі, визначення несучої здатності палі. Приймаємо буронабивні палі довжиною 2500 мм, діаметром 300 мм з розширеною п'ятою діаметром 800 мм і товщиною 300 мм. Клас бетону В15. Клас бетону за морозостійкістю F100, за водонепроникністю W6 [19]. Несучу здатність $F_d, \text{кН}$ буронабивних паль, що

працюють на стискаюче навантаження, слід визначати як суму розрахункових опорів ґрунтів фундаменту під п'ятою і на її бічній поверхні за [25]

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right) \quad (3.5)$$

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

R - розрахунковий опір ґрунту під п'ятою палі;

$A = 0,8 * 0,8 = 0,64 \text{ м}^2$ - площа опори палі на ґрунт;

$u = 0,3 * 4 = 1,2 \text{ м.}$ - зовнішній периметр поперечного перерізу стовбура палі;

$f_i = 42 \text{ кПа}$ - розрахунковий опір i - го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі;

$h_i = 2,2 \text{ м.}$ - товщина i - го у шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі;

$\gamma_{cR} = 1, \gamma_{cf} = 0,8$ - коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під п'ятою та на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу заглиблення палі на розрахункові опори ґрунту.

Розрахунковий опір R , кПа, ґрунту під п'ятою палі слід приймати:

$$R = 0,75 \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_1 d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h), \quad (3.6)$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - безрозмірні коефіцієнти, що приймаються залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя φ_I ґрунту основи;

$$\alpha_1 = 163 [25]);$$

$$\alpha_2 = 260 [25]);$$

$$\alpha_3 = 0,87 [25]);$$

$$\alpha_4 = 0,17 [25];$$

$\gamma_1 = 21,7$ - розрахункове значення питомої ваги ґрунту, кН/м^3 , в основі палі (для водонасичених ґрунтів з урахуванням зважувальної дії води);

$\gamma = 17,2$ - усереднене (по шарах) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, кН/м^3 , розташованих вище нижнього кінця палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води);

$d = 0,8$ - діаметр, м, набивних і бурових паль, діаметр розширення (для паль з розширенням), паль-оболонки або діаметр свердловини для паль-стовпів, монолітних у ґрунті цементно-піщаним розчином;

$h = 5$ - глибина закладення, м, нижнього кінця палі або її розширення, що відраховується від природного рельєфу або рівня планування (при плануванні зрізанням), для опор мостів - від дна водойми після її загального розмивання при розрахунковому паводку;

$$\begin{aligned} R &= 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma'_1d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h) = \\ &= 0,75 * 0,17 * (163 * 21,7 * 0,8 + 260 * 0,87 * 17,2 * 2,5) \\ &= 0,1275 * (2829,68 + 9726,6) = 1600,93 \text{кН/м}^2 \\ F_d &= 1 * (1,3 * 1600,93 * 0,64 + 1,2 * 0,8 * 42 * 2,2) = 1420,67 \text{кН} \end{aligned}$$

Несучу здатність палі щодо ґрунту фундаменту розрахуємо за формулою:

$$N \leq \frac{\gamma_0 F_d}{\gamma_n \gamma_k},$$

де N - розрахункове навантаження, що передається на палю;

$F_d = 2256,13 \text{кН}$ - несуча здатність ґрунту основи одиночної палі (несуча здатність палі);

γ_0 - коефіцієнт умов роботи, що враховує підвищення однорідності ґрунтових умов при застосуванні пальових фундаментів, який приймається рівним $\gamma_0 = 1$ при однопальовому фундаменті та $\gamma_0 = 1,15$ при кушовому розташуванні паль;

$\gamma_n = 1,2$ - коефіцієнт надійності за призначенням споруди;

$\gamma_k = 1,4$ - коефіцієнт надійності за ґрунтом.

$$N \leq \frac{1 * 1420,67}{1,2 * 1,4}; N \leq 845,64 \text{кН} = F_R \quad (3.7)$$

Визначення розмірів розширення палі під колону.

Для цього визначимо розрахунковий опір ґрунту основи R за формулою (3.3), задавши попередньо $b = 0,8\text{ м}$.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + M_c c_{II}] \quad (3.8)$$

де $\gamma_{c1} = 1,4$, $\gamma_{c2} = 1,2$ (табл. 5.4. [25]) - коефіцієнти умов роботи;

$k = 1,1$ - коефіцієнт, що враховує характеристики міцності ґрунту;

$M_{\gamma} = 3,38$, $M_q = 14,50$, $M_c = 13,98$ при $\varphi_{II} = 44^\circ$ - коефіцієнти, що приймаються за [25];

k_z - коефіцієнт, що приймається рівним одиниці при $b < 10\text{ м}$; $k_z = \frac{z_0}{b} + 0,2$ при $b \geq 10\text{ м}$. ($z_0 = 8\text{ м}$);

$b = 0,8$ - ширина підшви фундаменту;

$\gamma_{II} = 21,4$ - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$;

$\gamma_{II} = 18$ - те саме, що залягають вище підшви фундаменту;

$c_{II} = 2$ - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, кПа ;

$d_1 = 1,4$ - глибина закладення фундаментів від рівня планування для будівель без підвалу, м

$$R = \frac{1,4 * 1,2}{1,1} [3,38 * 1 * 0,8 * 18 + 14,50 * 2,5 * 18 + 13,98 * 2] = 1,53 * (48,67 + 652,5 + 27,96) = 1113,58 \text{ кН}$$

Площу розширення знайдемо за формулою:

$$A = \frac{N}{R - d\gamma_{cp}} \quad (3.9)$$

$\gamma_{сер}$ - середня питома вага ґрунту та матеріалу фундаменту, що приймається рівною $20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$;

d - глибина закладення фундаменту. Для фундаменту, що знаходиться всередині підвалу $d = d_1$ -приведеній глибині.

$$A = \frac{598,5}{1113,58 - 2,5 * 20} = 0,56 \text{ м}^2$$

Приймаємо монолітний одноступеневий фундамент з підшвою розміром $0,8 * 0,8$ м, кратним 300 мм.

Середній тиск під підшвою фундаменту не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту основи R .

Вага фундаменту:

$$N_{\phi} = 10 * 0,975 \text{ м} = 9,75 \text{ кН}$$

Тиск під підшвою фундаменту знайдемо [25]:

$$p = \frac{N_{\text{повн}}^{\text{кол}} + N_{\dot{q}}^{\text{кол}}}{b * l}$$

$$p = \frac{598,5 + 9,75}{0,8 * 0,8} = 950,39 \text{ кН}$$

$$p = 950,39 \text{ кН} < R = 1113,58 \text{ кН}$$

За формулою [25] визначимо ординати епюри вертикальних напружень від дії власної ваги ґрунту та допоміжної епюри $0,2 * \sigma_{zg}$:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i * h_i, \quad (3.10)$$

де n - кількість шарів ґрунту, від ваги яких визначається напруження;

γ_i - питома вага ґрунту i – 20 шару; h_i - товщина i – 20 шару.

на поверхні землі:

$$\sigma_{zg} = 0; 0,2 * \sigma_{zg} = 0;$$

на рівні умовної точки 1:

$$\sigma_{zg0} = 0 + 17,2 * 1 = 17,2 \text{ кН}; 0,2 * \sigma_{zg0} = 3,44 \text{ кН};$$

на рівні контакту першого та другого шарів ґрунту:

$$\sigma_{zg1} = 17,2 + 17,2 * 1,2 = 37,84 \text{кН}; 0,2 * \sigma_{zg0} = 7,57 \text{кН};$$

на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg2} = 37,84 + 21,7 * 0,3 = 44,35 \text{кН}; 0,2 * \sigma_{zg1} = 8,87 \text{кН};$$

на рівні умовної точки 1 :

$$\sigma_{zg3} = 44,35 + 21,7 * 1,0 = 66,05 \text{кН}; 0,2 * \sigma_{zg2} = 13,21 \text{кН};$$

на рівні контакту ґрунтових вод:

$$\sigma_{zg4} = 55,51 + 21,7 * 1,98 = 109,02 \text{кН}; 0,2 * \sigma_{zg2} = 21,8 \text{кН};$$

на рівні підшви умовного фундаменту з урахуванням зважувальної дії води:

$$\sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + 1,3 * \gamma_{sb}; \gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_e}{1 + e}, \text{ де}$$

γ_{sb} - питома вага ґрунту з урахуванням зважувальної дії води;

γ_s - питома вага води;

e -коефіцієнт пористості.

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_e}{1 + e} = \frac{21,7 - 10}{1 + 0} = 11,7 \text{кН}$$

$$\sigma_{zg5} = 109,02 + 1,0 * 11,7 = 120,72 \text{кН}; 0,2 * \sigma_{zg4} = 24,014 \text{кН};$$

Отримані значення ординат епюри вертикальних напружень і допоміжної епюри перенесемо на геологічний розріз (рис. 3.1).

Визначимо додатковий тиск під підшвою умовного фундаменту : $P_0 = 598,5 - 44,35 = 554,15 \text{кН}$

$$\text{Знайдемо величину } \frac{l}{b} = \frac{0,8}{0,8} = 1 .$$

Щоб уникнути інтерполяції за 9 [25], задамо співвідношення $m = 0,8$, тоді висота елементарного шару ґрунту дорівнює:

$$h_i = \frac{0,8 * 0,8}{2} = 0,32 \text{м.}, \quad \text{перевіряємо умову } h_i \leq 0,4b; 0,32 = 0,32 \quad \text{умова}$$

виконується.

Таблиця 3.4 - До розрахунку осідання фундаменту.

Назва ґрунту	z, м	m = 2z/b	α	$\sigma_z = \alpha P_0$, кН	E, кН
Гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем	0	0	1	554,15	50000
	0,32	0,8	0,800	443,32	
	0,64	1,6	0,449	248,81	
	0,96	2,4	0,257	142,42	
	1,28	3,2	0,160	88,66	
	1,60	4,0	0,108	59,85	
	1,92	4,8	0,077	42,67	
	2,24	5,6	0,058	32,14	
	2,56	6,8	0,040	22,17	
	2,88	8,4	0,026	14,41	

Нижню межу стискуваної товщини знаходимо за точкою перетину допоміжної епюри та епюри додаткового напруження оскільки для обчислення осідання необхідно виконання умови $\sigma_z \leq 0,2 * \sigma_{zg}$. З рис. 3.4 видно, що ця точка перетину відповідає потужності стискуваності товщини $H = 5,14$ м.

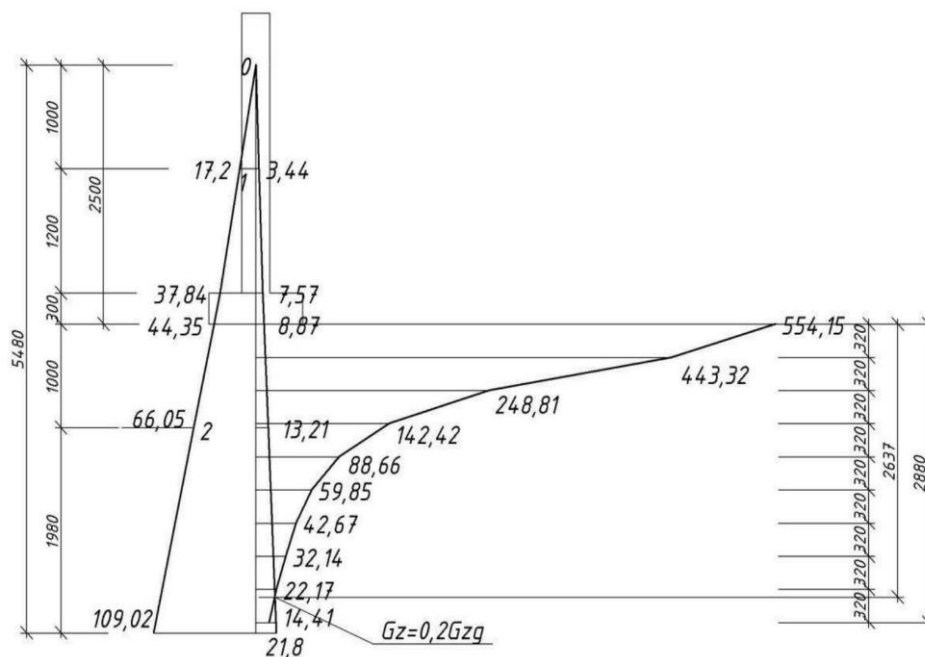


Рисунок 3.4 - Розрахунок осідання пального фундаменту

Обчислимо осідання фундаменту.

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \sigma_{zpi}}{E_{oi}}$$

Де - безрозмірний коефіцієнт, рівний 0,8; h_i - товщина елементарного шару; $h_i \leq 0,4b$; σ_{zpi} - середнє арифметичне напруження в елементарному шарі; E_{oi} - модуль загальної деформації.

$$\begin{aligned}
 & \frac{0,8 * 0,32}{50000} \\
 & * \left(\frac{554,15 + 443,32}{2} + \frac{443,32 + 248,81}{2} + \frac{248,81 + 142,42}{2} + \frac{142,42 + 88,66}{2} + \frac{88,66 + 59,85}{2} \right. \\
 & \left. + \frac{59,85 + 42,67}{2} + \frac{42,67 + 32,14}{2} + \frac{32,14 + 22,17}{2} + \frac{22,17 + 14,41}{2} \right) \\
 & = \frac{0,256 * (498,74 + 346,07 + 195,62 + 115,54 + 74,26 + 51,26 + 37,41 + 27,16 + 18,29)}{50000} \\
 & = \frac{349,3}{50000} = 0,7 \text{ см.} < 8 \text{ см.}
 \end{aligned}$$

3.6 Розрахунок фундаменту на природному ґрунті

3.6.1 Обґрунтування глибини закладення фундаменту

Глибину закладення призначаємо за значеннями нормативної та розрахункової глибини промерзання, а також вона залежить від функціонального призначення будівлі.

Знайдемо розрахункову глибину сезонного промерзання і перевіримо умови згідно з [25].

$$d_f = k_h d_{fn},$$

де $d_{fn} = 2,9\text{м}$ — нормативна глибина промерзання для м. Суми;

$k_h = 0,4$ - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму промерзання.

$$d_f = 0,4 * 2,9 = 1,16\text{м.}$$

Згідно з рис. 3.1 глибина залягання ґрунтових вод $d_\omega = 5,5\text{м}$.

$5,5 > 1,16 + 2 = 3,16$, отже, глибина закладення не залежить від розрахункового промерзання.

3.6.2 Розрахунок фундаменту

$$N_{\text{повн}}^{\text{кол}} = N_{\text{пост}} + N_{\text{вр}} + N_{\text{снет}} = 508,464 + 76,61 + 13,41 = 598,5\text{кН}$$

Визначення розмірів підшви фундаменту під колону.

Для цього визначимо розрахунковий опір ґрунту основи R за формулою задавши попередньо $b = 1,5$ м.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + M_c c_{II}] \quad (3.11)$$

де $\gamma_{c1} = 1,4$ і $\gamma_{c2} = 1,2$ — коефіцієнти умов роботи;

$k = 1,1$ - коефіцієнт, що враховує характеристики міцності ґрунту;

$M_{\gamma} = 1,15, M_q = 5,59, M_c = 7,95$ при $\varphi_{II} = 24^\circ$ - коефіцієнти, що приймаються за [25];

k_z - коефіцієнт, що приймається рівним одиниці при $b < 10$ м; $k_z = \frac{z_0}{b} + 0,2$ при $b \geq 10$ м. ($z_0 = 8$ м));

$b = 1,5$ - ширина підшви фундаменту;

$\gamma_{II} = 18$ - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$;

$\gamma'_{II} = 18$ - те саме, що залягають вище підшви фундаменту;

$c_{II} = 2$ - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, кПа;

$d_1 = 1,4$ - глибина закладення фундаментів від рівня планування для будівель без підвалу, м

$$R = \frac{1,4 * 1,2}{1,1} [1,15 * 1 * 1,5 * 18 + 5,59 * 1,4 * 18 + 7,95 * 2] = 1,53 * (31,05 + 140,87 + 15,9) = 287,36 \text{ кН}$$

Площу підшви знайдемо за формулою:

$$A = \frac{N_{\text{повн}}^{\text{Кол}}}{R - d \gamma_{\text{ср}}} \quad (3.12)$$

$\gamma_{\text{сер}}$ - середня питома вага ґрунту та матеріалу фундаменту, що приймається рівною $20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$;

d - глибина закладення фундаменту. Для фундаменту, що знаходиться всередині підвалу $d = d_1$ -приведеній глибині.

$$A = \frac{598,5}{287,36 - 0,9 * 20} = 2,22 \text{ м}^2$$

Приймаємо монолітний одноступеневий фундамент з підшоною розміром $1,5 * 1,5$ м, кратним 300 мм.

Середній тиск під підшоною фундаменту не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту основи R .

Вага фундаменту:

$$N_{\text{Ф}}^{\text{кол}} = 10 * 2,23 = 22,3 \text{ кН}$$

Тиск під підшоною фундаменту p знайдемо за [25]:

$$p = \frac{N_{\text{ПОЛН}}^{\text{кол}} + N_{\text{Ф}}^{\text{кол}}}{b * l}$$

$$p = \frac{598,5 + 22,3}{1,5 * 1,5} = 275,91 \text{ кН}$$

$$p = 275,91 \text{ кН} < R = 287,36 \text{ кН},$$

Повну висоту фундаменту визначають з умов:

- продавлення $H = h_0 + a_n = 20 + 4 = 24 \text{ см}$.

- заглиблення колони у фундамент

$$H = 1,5 * h + 25 = 1,5 * 30 + 25 = 70 \text{ см}.$$

-анкерування стиснутої арматури колони $4\emptyset 20A - III$ у бетоні класу $B15$

$$H = 24 * d + 25 = 24 * 2 + 25 = 73 \text{ см}.$$

Приймаємо $H = 90 \text{ см}$., відповідно до модульних розмірів для монолітних колон.

$$h_0 = 90 - 4 = 86 \text{ см}.$$

3.6.3 Розрахунок фундаменту колони на продавлення

Розрахунок на продавлення виконують за [25]:

$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0$, де $\alpha = 1$ для важкого бетону; u_m - середньоарифм. значень периметрів верхньої та нижньої основ піраміди, що утворюється при продавлюванні в межах робочої висоти перерізу;

F - розрахункова сила продавлювання.

$$F = 598,5 * 1,5 * 1,5 = 1346,625 \text{ кН}$$

$$F = 1346,62 < 1 * 750 * 3,8 * 0,86 = 2451 \text{ кН}$$

Міцність на продавлювання забезпечується.

3.6.4 Розрахунок осідання фундаменту під колону

Визначимо ординати епюри вертикальних напружень від дії власної ваги ґрунту та допоміжної епюри $0,2 * \sigma_{zg}$:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i * h_i \quad (3.13)$$

де n — кількість шарів ґрунту, від ваги яких визначається напруження; γ_i — питома вага ґрунту i — 20 шару; h_i — товщина i — 20 шару.

1. на поверхні землі:

$$\sigma_{zg} = 0; 0,2 * \sigma_{zg} = 0;$$

2. на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg0} = 0 + 17,1 * 0,9 = 15,39 \text{ кН}; 0,2 * \sigma_{zg0} = 3,08 \text{ кН};$$

3. на рівні контакту першого та другого шарів ґрунту:

$$\sigma_{zg1} = 15,39 + 17,1 * 1,3 = 37,62 \text{ кН}; 0,2 * \sigma_{zg1} = 7,52 \text{ кН};$$

4. на рівні умовної точки 1 :

$$\sigma_{zg2} = 37,62 + 21,7 * 1,5 = 70,17 \text{ кН}; 0,2 * \sigma_{zg1} = 14,03 \text{ кН};$$

5. на рівні контакту ґрунтових вод:

$$\sigma_{zg3} = 70,17 + 21,7 * 1,78 = 108,8 \text{ кН}; 0,2 * \sigma_{zg3} = 21,76 \text{ кН};$$

6. на рівні умовної точки 2 з урахуванням зважувальної дії води:

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + 1 * \gamma_{sb}; \gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_e}{1 + e}, \text{ де}$$

γ_{sb} - питома вага ґрунту з урахуванням зважувальної дії води;

γ_e - питома вага води;

e - коефіцієнт пористості.

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_e}{1 + e} = \frac{21,7 - 10}{1 + 0} = 11,7 \text{ кН}$$

$$\sigma_{zg4} = 108,8 + 1,0 * 11,7 = 120,5 \text{ кН}; 0,2 * \sigma_{zg4} = 24,1 \text{ кН};$$

Отримані значення ординат епюри вертикальних напружень і допоміжної епюри перенесемо на геологічний розріз (рис. 3.1).

Визначимо додатковий тиск під подошвою умовного фундаменту : $P_0 = 598,5 - 15,39 = 583,11 \text{ кН}$

Щоб уникнути інтерполяції за [25], задамо співвідношення $m = 0,8$ тоді висота елементарного шару ґрунту дорівнює:

$h_i = \frac{0,8 * 1,5}{2} = 0,6 \text{ м.}$, перевіряємо умову $h_i \leq 0,4b$; $0,6 = 0,6$ умова виконується.

Таблиця 3.5 - До розрахунку осідання фундаменту.

Назва ґрунту	z, м	$m = 2z/b$	α	$\sigma_z = \alpha P_0$, кН	E, кН
1	2	3	4	5	6
Гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем	0	0	1	583,11	24000
	0,6	0,8	0,800	466,49	
	1,2	1,6	0,449	261,82	50000
	1,8	2,4	0,257	149,86	
	2,4	3,2	0,160	93,30	
	3,0	4,0	0,108	62,98	
	3,6	4,8	0,077	44,90	
	4,2	5,6	0,058	33,82	
	4,8	6,8	0,040	23,32	
	5,4	8,4	0,026	15,16	

Нижню межу стисливої товщі знаходимо за точкою перетину допоміжної епюри та епюри додаткового напруження, оскільки для обчислення осідання необхідно виконання умови $\sigma_z \leq 0,2 * \sigma_{zg}$. З рисунку видно, що ця точка перетину відповідає потужності стисливості товщі $H = 5,757 \text{ м.}$

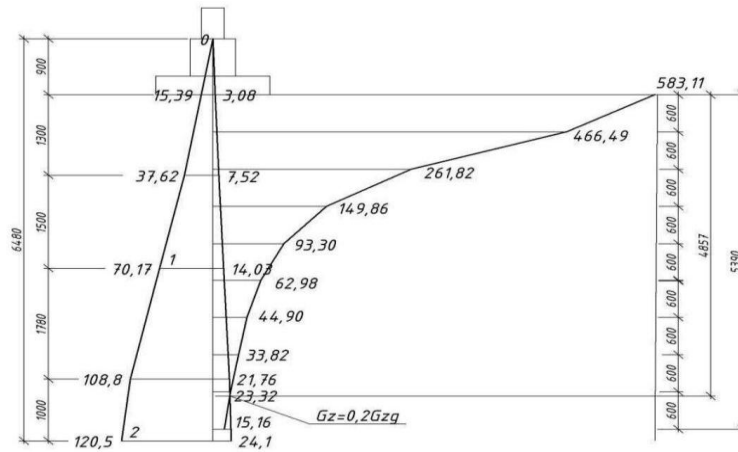


Рисунок 3.5 - Визначення осідання фундаменту на природному ґрунті

Обчислимо осідання фундаменту.

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \sigma_{zpi}}{E_{oi}}, [25]$$

Де - безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8; h_i - товщина елементарного шару; $h_i \leq 0,4b$; σ_{zpi} - середнє арифметичне напруження в елементарному шарі; E_{oi} - модуль загальної деформації.

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,8 * 0,6}{24000} * \left(\frac{583,11 + 466,49}{2} + \frac{466,49 + 261,82}{2} \right) + \frac{0,8 * 0,6}{50000} \\
 &* \left(\frac{261,82 + 149,86}{2} + \frac{149,86 + 93,30}{2} + \frac{93,30 + 62,98}{2} + \frac{62,98 + 44,90}{2} \right. \\
 &+ \left. \frac{44,90 + 33,82}{2} + \frac{33,82 + 23,32}{2} + \frac{23,32 + 15,16}{2} \right) \\
 &= \frac{0,48 * (524,80 + 364,15)}{24000} \\
 &+ \frac{0,48 * (205,84 + 121,58 + 78,14 + 53,94 + 39,36 + 28,57 + 19,24)}{50000} \\
 &= \frac{426,7}{24000} + \frac{262,4}{50000} = 2,3 \text{ см} < 8 \text{ см}
 \end{aligned}$$

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Загальні положення безпеки умов праці в будівництві

Організація і виконання робіт у будівельному виробництві, промисловості будівельних матеріалів і будівельної індустрії повинні здійснюватися при дотриманні законодавства про охорону праці.

Відповідальні за стан техніки безпеки - виконроби і майстри, у межах доручених їм ділянок роботи. Керівництво охороною праці, її забезпечення та відповідальність за її стан покладають на головних інженерів і начальників будівництв, а також на спеціально призначених працівників служби техніки безпеки. Інженерно-технічним працівникам доручено не тільки забезпечувати безпечну організацію виробництва, навчання і постачання робітників спецодягом і засобами індивідуального захисту, а й здійснювати контроль за застосуванням і правильним використанням спецодягу і захисних пристосувань, за дотриманням правил техніки безпеки. Громадський контроль за охороною праці на стійках здійснюють професійні спілки через комісії профспілкових організацій і громадських інспекторів.

4.2 Вимоги безпеки до облаштування та утримання будівельного майданчика, учасників робіт і робочих місць

Організація будівельного майданчика, ділянок робіт і робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт.

Територія будмайданчика огорожується інвентарною захисно-охоронною огорожею панельно-стійкового типу, місця виконання робіт - сигнальною огорожею. Висота захисно-охоронних огорожень території будмайданчика становить 2 м, висота захисних огорожень ділянок виконання робіт - 1.2 м.

Біля в'їзду на виробничу територію будмайданчика необхідно встановити схему внутрішньобудівельної дороги і проїздів із зазначенням місць складування

матеріалів і конструкцій, місць розвороту транспортних засобів, об'єктів пожежного водопостачання.

Ширина проїжджої частини тимчасової внутрішньобудівельної дороги при односторонньому русі приймається 3,5 м.

Швидкість руху автотранспорту на прямих ділянках дороги не повинна перевищувати 10 км/год, на поворотах - 5 км/год. Будівельний майданчик, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби повинні бути освітлені. Освітленість повинна бути рівномірною, без сліпучої дії освітлювальних пристроїв на працюючих. Виконання робіт у неосвітлених місцях не допускається.

Робочі місця, розташовані на висоті понад 1.3 м, мають бути огорожені запобіжними або страхувальними огороженнями.

Місця проходу людей у межах небезпечних зон повинні мати захисні огороження. Вхід у будівлю, що будується, має бути захищений зверху козирком завширшки не менше 2 м від стіни будівлі.

Будівельне сміття з будівлі, що будується, має опускатися в закритих ящиках або контейнерах. Проходи і робочі місця повинні регулярно очищатися від снігу, криги, бруду і сміття.

Для тих, хто працює на будівництві, мають бути передбачені санітарно-побутові приміщення і пристрої: гардеробні, вбиральні, приміщення для сушіння одягу, для приймання їжі, для обігрівання робітників у холодну пору року.

Будмайданчик має бути забезпечений медичною аптечкою і набором засобів для надання першої допомоги постраждалим.

Ті, хто працює на будмайданчику, мають бути забезпечені питною водою. Питні джерела води повинні розташовуватися на відстані не більше 75 м від робочих місць.

Ті, хто працює на будмайданчику, мають бути забезпечені захисними касками і спецодягом, проінструктовані та навчені безпечних методів ведення робіт.

4.3 Забезпечення пожежної безпеки на будівельному майданчику

Протипожежне обладнання (вогнегасники в тимчасових будівлях і спорудах; відкритий щит (стенд) протипожежний з комплектом інвентарю: ломом, багром, лопатою, двома конусними відрами, ящик з піском) повинно міститися в справному, працездатному стані. Проходи до протипожежного обладнання мають бути завжди вільні та позначені відповідними написами.

Усі працівники, зайняті на будівельно-монтажних роботах, повинні пройти протипожежний інструктаж і здати залік з пожежно-технічного мінімуму, знати і виконувати інструкції з пожежної безпеки на робочому місці, вміти користуватися первинними засобами пожежогасіння.

На будівельно-монтажній ділянці має бути інструкція "Про заходи пожежної безпеки", план ліквідації можливих аварій, розроблені з урахуванням конкретних умов проведення робіт.

На території побутового містечка наказом має бути встановлений протипожежний режим, у тому числі:

- визначено та обладнано місця для куріння;
- встановлено порядок прибирання горючих ВІДХОДІВ, зберігання промасляного спецодягу;
- визначено порядок знеструмлення електрообладнання в разі пожежі та після закінчення робочого дня;
- порядок огляду і закриття приміщень після закінчення роботи;
- дії співробітників при виявленні пожежі.

У місцях, що містять горючі або легкозаймисті матеріали, паління повинно бути заборонене, а користування відкритим вогнем допускається тільки в радіусі понад 50м.

4.4 Забезпечення безпеки праці під час експлуатації електрообладнання, електрозварювальних, газозварювальних і газополум'яних роботах

Влаштування та експлуатація електроустановок повинні здійснюватися відповідно до вимог Правил улаштування електроустановок (ПУЕ), Правил техніки безпеки під час експлуатації електроустановок споживачів, Правил експлуатації електроустановок споживачів.

Монтажні роботи повинні виконуватися спеціалізованою організацією під час будівельної готовності, у суворій відповідності з діючими нормами і правилами на монтаж, випробування і здавання в експлуатацію електроустановок. Монтажно-налагоджувальні роботи розпочинати після виконання заходів з техніки та акта вхідного контролю.

Розводка тимчасових електромереж, що використовуються при електропостачанні будівництва, має бути виконана ізольованими проводами або кабелями на опорах на висоті над рівнем землі не менше 3.5 м над проходами; 6.0 м - над проїздами; 2.5 м - над робочими місцями.

Для проведення електрозварювальних і газополум'яних робіт допускаються особи (зварювальники, газорізальники), які пройшли спеціальну підготовку та мають кваліфікаційні посвідчення і талони з техніки пожежної безпеки. Електрозварювальні та газополум'яні роботи повинні виконуватися тільки за наряд-допуском.

На місці проведення електрозварювальних і газозварювальних робіт повинні бути такі первинні засоби пожежогасіння: кошма повстяна або азбестове полотно розміром 2х2 м; вогнегасники порошкові або вуглекислотні; - лопати, сокири, ломы, відра.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У бакалаврській кваліфікаційній роботі виконано опрацювання реконструкції промислової будівлі в місті Суми з урахуванням її фактичного технічного стану, особливостей існуючої конструктивної схеми та нового функціонального призначення.

На першому етапі роботи проаналізовано вихідні дані для проєктування. Враховано розташування об'єкта в місті Суми, кліматичний район, снігові та вітрові навантаження, температурно-вологісний режим приміщень, характер рельєфу та загальні умови реконструкції. Ці дані стали основою для прийняття архітектурно-будівельних і конструктивних рішень, зокрема щодо заміни покрівлі, утеплення фасаду, організації водовідведення та благоустрою території.

У розділі генерального плану передбачено впорядкування території навколо будівлі. Проєктними рішеннями враховано існуючу забудову, організацію пішохідних підходів, автостоянки, майданчика для відпочинку, озеленення території листяними деревами та декоративними чагарниками. Також передбачено поверхневе водовідведення з урахуванням природного пониження рельєфу, що є важливим для покращення експлуатаційного стану прилеглої території та зменшення негативного впливу атмосферних опадів на будівлю.

У роботі охарактеризовано об'ємно-планувальні та конструктивні рішення будівлі до реконструкції. Встановлено, що об'єкт є каркасною нежитловою будівлею з поздовжніми та поперечними стінами, збірними залізобетонними колонами, стрічковими фундаментами під стіни, фундаментами стаканного типу під колони, зовнішніми стінами з легкобетонних панелей, внутрішніми цегляними стінами та збірними залізобетонними перекриттями. Існуюча покрівля виконана скатною з покриттям хвилястими азбестоцементними листами, що за результатами обстеження потребує заміни.

Важливою частиною роботи стало візуальне обстеження технічного стану будівлі. У процесі обстеження виявлено дефекти фундаментів, зовнішніх і внутрішніх стін, перегородок, перекриттів, підлог, покрівлі, прорізів, інженерних

мереж та оздоблювальних покриттів. Особливу увагу приділено відсутності належної відмостки, пошкодженню покрівельного покриття, слідам зволоження, дефектам оздоблення та незадовільному стану окремих інженерних систем.

На основі поелементної оцінки визначено фізичний знос основних конструктивних елементів і будівлі в цілому. Встановлено, що фізичний знос фундаментів становить 30 %, зовнішніх стін — 35 %, перекриттів — 11 %, покрівлі — 55 %, підлог — 25 %, прорізів — 40 %, оздоблювальних робіт — 60 %, внутрішніх сантехнічних та електротехнічних робіт — 30 %. Загальна величина фізичного зносу будівлі за поелементною оцінкою становить 29,78 %, що дає підстави вважати будівлю придатною для подальшої експлуатації за умови виконання передбачених реконструктивних заходів.

Об'ємно-планувальні рішення після реконструкції розроблено з урахуванням нового функціонального використання будівлі. На першому поверсі передбачено розміщення пекарні з кав'ярнею, магазину випічки та невеликого магазину самообслуговування. Другий поверх запроєктовано для дитячого ігрового комплексу з кафе та зоною для проведення заходів. Третій поверх доцільно використати під офісні приміщення, оскільки існуюча коридорна схема планування дозволяє організувати кабінетну структуру без суттєвого втручання в основні несучі конструкції.

Конструктивні рішення після реконструкції базуються на максимальному збереженні придатних існуючих конструкцій і усуненні виявлених дефектів. Проєктом передбачено заміну похилого даху, збільшення кута його нахилу для кращого відведення атмосферних опадів, організацію зовнішнього водостоку та влаштування брандмауера. Також передбачено демонтаж частини перегородок, улаштування нових цегляних перегородок, заміну частини віконних блоків, нове скління, облаштування зовнішніх металевих евакуаційних сходів, перенесення санітарних вузлів, улаштування вентиляції, демонтаж і відновлення відмостки, утеплення фасаду та виконання оздоблювальних робіт.

У конструктивному розділі виконано розрахунок елементів нової скатної покрівлі з холодним горищем і покриттям із металочерепиці. Розраховано

робочий настил, кроквяні ноги, підкоси, консольно-балкові прогони та стійки. Під час розрахунків враховано навантаження від металочерепиці, захисного й робочого настилу, власної ваги дерев'яних елементів, а також снігового навантаження для району будівництва. Розрахунок робочого настилу виконано як для елемента, що працює на рівномірно розподілене постійне та тимчасове навантаження. За результатами розрахунку прийнято дощатий настил, який забезпечує необхідну міцність при роботі покрівельної системи. Розрахунок кроквяних ніг виконано з урахуванням їх роботи як нерозрізних елементів на опорах. Перевірено міцність і жорсткість кроквяної ноги, а також конструктивно опрацьовано з'єднання спарених дощок за допомогою цвяхів.

У розділі основ і фундаментів виконано оцінку інженерно-геологічних умов будівельного майданчика та наведено характеристику будівлі як об'єкта реконструкції. Розглянуто підбір навантажень на фундаменти під середню та крайню колони, що дозволило врахувати нерівномірність роботи окремих несучих елементів. У роботі виконано розрахунок пальового фундаменту, а також розрахунок фундаменту на природному ґрунті з обґрунтуванням глибини закладення, перевіркою на продавлювання та розрахунком осідання. Розгляд фундаментних рішень дав змогу оцінити роботу основи та фундаментів з урахуванням навантажень від реконструйованої будівлі. Виконані перевірки спрямовані на забезпечення несучої здатності фундаментів, обмеження осідань і недопущення втрати стійкості конструктивної системи. Це є важливим для об'єкта реконструкції, оскільки нові архітектурно-планувальні рішення та заміна покрівельної системи повинні бути узгоджені з фактичними можливостями існуючих і проєктованих несучих конструкцій.

У розділі безпеки життєдіяльності та охорони праці розглянуто вимоги до безпечного виконання робіт під час реконструкції. Наведено загальні положення безпеки умов праці в будівництві, вимоги до облаштування й утримання будівельного майданчика, організації робочих місць, проходів, проїздів і зон виконання робіт. Такі заходи мають важливе значення, оскільки реконструкція

виконується в умовах існуючої будівлі, де необхідно враховувати не лише технологічні процеси, а й фактичний стан конструкцій.

Окремо опрацьовано питання пожежної безпеки на будівельному майданчику, безпечної експлуатації електрообладнання, електрозварювальних, газозварювальних і газополум'яних робіт, а також будівельних машин і механізмів. Запропоновані заходи спрямовані на попередження виробничого травматизму, зменшення ризику виникнення пожеж, забезпечення справності обладнання та створення безпечних умов для працівників під час виконання реконструктивних робіт. Таким чином, у роботі послідовно вирішено поставлені у вступі завдання: проаналізовано вихідні дані, розроблено рішення генерального плану, охарактеризовано будівлю до реконструкції, виконано аналіз дефектів і фізичного зносу, запропоновано нові об'ємно-планувальні та конструктивні рішення, розраховано основні елементи дерев'яної кроквяної системи, опрацьовано питання основ і фундаментів, а також розглянуто заходи з безпеки життєдіяльності й охорони праці. Прийняті рішення є взаємопов'язаними, технічно обґрунтованими та спрямованими на забезпечення подальшої надійної й ефективної експлуатації реконструйованої будівлі.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Дзьоба, В., Стасюк, О., Данильченко, С. М., & Чорномаз, Н. Ю. (2022). Дослідження роботи комбінованого каркасу із залізобетону та дерева багатоповерхової житлової будівлі при дії вітрового навантаження. *Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій“*, 49-50.
9. Гомон, С., Матвіюк, О., Кулаковський, Л., & Чорномаз, Н. (2022). До побудови повних діаграм деформування деревини вільхи та ялини за стандартної вологості. *Містобудування та територіальне планування*, (79), 87-92.
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Конончук, О. П., Дідик, Н. Б., Кейса, М. В., & Копач, О. О. (3.4). Дослідження впливу різних видів навантаження на роботу каркасу будівлі методом

скінченних елементів. Збірник тез доповідей X Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій», 1, 16-17.

12. Конончук, О. П., Лещук, М. Р., Винницький, М. В., Лещишена, О. В., Бариш, С. В., & Антоняк, Я. В. (3.5). Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 20-20.

13. Конончук, О. П., Хома, І. Б., & Чайковський, А. С. (3.6). Дослідження деформацій і зусиль в елементах каркасу будівлі від різного роду зовнішніх навантажень. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 9-10.

14. Данильченко, С. М., & Чорномаз, Н. Ю. (2022). Загальні принципи діагностування пошкоджуваності будівельних конструкцій. *Праці конференції Міжнародної науково-технічної конференції присвяченої 70-річчю від дня народження член-кореспондента НАН України, проф. Яснія Петра Володимировича „Міцність і довговічність сучасних матеріалів та конструкцій“*, 246-247.

15. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.

16. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.

17. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 96 с.

18. ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. – К.: Мінрегіон, 2021.

19. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри.

20. ДСТУ Б В.2.7-233:2010 Будівельні матеріали. Склопакети клеєні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 38 с.

21. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. –

К.: Мінрегіон України, 2021 (чинний з 01.09.2022). – 23 с.

22. Дерев'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-161:2017. – [Чинний від 2018-02-01]. – Київ : Мінрегіон України, 2017. – 43 с. – (Державні будівельні норми України).

23. ДСТУ Б EN 15251:2011 Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель з урахуванням якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN 15251:2007, IDT). – К.: Мінрегіон України, 2011. – 72 с.

24. ДБН В.2.6-31:2016. Покриття підлог. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016.

25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд / Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.

26. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.

27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.

28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 64 с.

29. Гомон, С., Матвіюк, О., & Чорномаз, Н. (2022). Поліпшення механічних властивостей деревини за рахунок їх склеювання. *Сучасні проблеми Архітектури та Містобудування*, (62), 333-342.

30. Терлецька, І. М., & Чорномаз, Н. Ю. (2020). Підвищення вогнестійкості залізобетонних конструкцій. *Матеріали VIII науково-технічної конференції „Інформаційні моделі, системи та технології “*, 197-197.

31. ДСТУ Б В.2.8-10-98:1999. Стропи вантажні. Класифікація, параметри та розміри. Технічні вимоги. – Київ: Держбуд України, 1999.

32. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. – Київ: Мінрегіон України, 2009. – 38 с.

33. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. – 50 с.