

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет: **Будівельний**

Кафедра: Будівельної механіки

Освітній рівень: магістр за освітньо-професійною програмою/ освітньо-науковою програмою

Галузь знань: 19 – Архітектура та будівництво

Спеціальність: 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Спеціалізація: «Промислове та цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Декан будівельного факультету

„___” _____ 20__ року

**З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ АТЕСТАЦІЙНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА**

Романюк Марина Олегівна

(прізвище, ім'я та по батькові студента)

1. Тема роботи «Реконструкція нежитлової будівлі під багатоквартирний житловий будинок в м. Кам'янець-Подільський»

затверджена наказом ректора КНУБА № 1826/2 від « 28 » 11 2022 року

2. Керівник роботи

Вабіщевич Максим Олегович

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

3. Строк подання студентом роботи до захисту 15.12.2022

4. Зміст пояснювальної записки за розділами:

Розділ 1. Архітектурно-планувальні рішення.

У розділі подається інформація про прийняті у проекті архітектурно-планувальні рішення, рішення з енергоефективності, ТЕП та інше.

Розділ 2. Конструктивні рішення

2.1. Конструкції: залізобетонні (кам'яні) / сталеві (дерев'яні)

У підрозділі розглядається інформація яка відображає збір навантажень на конструкції будівлі, розрахунок основних несучих конструкцій за I та II групою граничних станів та інше.

2.2. Основи і фундаменти

У підрозділі надається інформація про геологічні особливості ділянки будівництва, збір навантажень на фундаменти будівлі, вибір типу фундаменту, розрахунок параметрів прийнятого фундаменту та деформації основи фундаментів, розрахунок підсилення фундаменту.

Розділ 3. Організація будівництва та технологія будівельного виробництва

У розділі розробляються: технологічна карта на підсилення фундаментів, заходи з організації будівельного виробництва, прийняті у проекті розрахунки у потребі основних засобів, опис основних технологічних процесів та інше.

Розділ 4. Науково-дослідна частина

У розділі розробляються дослідження моделювання розрахункової моделі цегляної кладки в програмному комплексі SCAD Soft.

Розділ 5. Охорона праці та навколишнього середовища

У розділі описуються заходи з охорони праці та охорони навколишнього середовища

Розділ 6 Економіка будівництва

У розділі розраховується кошторисна вартість будівництва.

5. Графічний матеріал за розділами

Розділ 1. АР: Фасад, плани та перерізи будівлі.

Розділ 2.1 ЗБК/МДК: Креслення основних несучих конструкцій. Специфікації матеріалів.

Розділ 2.2 ОіФ: Посадка фундаментів на інженерно-геологічний розріз. Принципова конструкція фундаменту. Специфікації витрат матеріалів.

Розділ 3. ОБ/ТБВ: Будівельний генеральний план, календарний графік виконання робіт. Технологічна карта.

Розділ 4. Науково-дослідна робота студента представлена кресленнями, графіками, схемами, діаграмами, коментарями, що деталізовано відображають суть нової розробки / нових підходів до розрахунку / особливостей технології та організації будівництва, застосування нових енергоефективних рішень та інше.

1. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст	Дата виконання
Розділ 1. Архітектурно-планувальні рішення	17.11.2022
Розділ 2. Конструктивні рішення ЗБК	12.12.2022
Розділ 2. Конструктивні рішення ОіФ	22.11.2022
Розділ 3. Організація будівництва та технологія будівельного виробництва	07.12.2022
Розділ 4. Науково-дослідна частина	14.12.2022
Розділ 5 Охорона праці та навколишнього середовища	07.12.2022
Розділ 6 Економіка будівництва	14.12.2022
Остаточне оформлення роботи	
Перевірка роботи на плагіат	
Попередній захист роботи на кафедрі	
Направлення роботи на рецензування	

2. Консультанти розділів атестаційної випускної роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Перевірів	
		дата	підпис
Розділ 1. АР			
Розділ 2.1 ЗБК/МДК			
Розділ 2.2 ОіФ			
Розділ 3. ОБ/ТБВ			
Розділ 4. НДЧ			
Розділ 5.ОП			
Розділ 6 ЕБ			

7. Дата видачі завдання _____

Зав. кафедри

(підпис)

Керівник

(підпис)

Студент

(підпис)

Лизунов П.П.,

(прізвище та ініціали)

Вабіщевич М.О.

(прізвище та ініціали)

Романюк М.О.

(прізвище та ініціали)

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Будівельний факультет
Будівельної механіки

(назва кафедри)

**ПОЯСНОВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТР**

на тему: «Реконструкція нежитлової будівлі під багатоквартирний житловий будинок в м. Кам'янець-Подільський»

Романюк Марина Олегівна

(прізвище, ім'я та по батькові студента повністю)

Київ 20_22_р.

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Будівельний факультет

Будівельної механіки

(назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Лизунов П.П.

„16” 12 20 22 року

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТР**

«Реконструкція нежитлової будівлі під багатоквартирний житловий будинок в м.
Кам'янець-Подільський»

(назва)

Виконав студент групи ПЦБ-61-БМ

Романюк Марина Олегівна

(прізвище, ім'я та по батькові повністю)

Спеціальність: Будівництво та цивільна інженерія

Спеціалізація: Промислове та цивільне будівництво

Керівник: Вабіщевич Максим Олегович

(прізвище, ініціали,)

доцент, професор кафедри

науковий ступінь, вчене звання

Рецензент: _____

(прізвище, ініціали,)

науковий ступінь, вчене звання

Київ 20 22 р.

РЕЗЮМЕ (summary) до атестаційної випускної роботи студента:		ПІБ <i>Романюк Марина Олегівна</i>	
Назва ВНЗ	Київський національний університет будівництва і архітектури		
Тема	<u>«Реконструкція нежитлової будівлі під багатоквартирний житловий будинок в м. Кам'янець-Подільський»</u>		
Освітній ступень	Магістр за освітньо-професійною програмою навчання		
Факультет	Будівельний		
Кафедра	Будівельної механіки		
Спеціальність	192 Будівництво та цивільна інженерія		
Спеціалізація	Промислове та цивільне будівництво ПЦБ 61-БМ_		
Керівник	Вабіщевич Максим Олегович		
Обсяг роботи:	пояснювальна записка, стор.	розділів	креслень формату А1
	110	6	12
Розділ 1 Архітектурно-планувальні рішення	<i>У розділі подається інформація про прийняті у проекті архітектурно-планувальні рішення, ТЕП та інше.</i>		
Розділ 2 Конструктивні рішення: Конструкції будівельні Основи і фундаменти	<i>У розділі виконано проектування збірної залізобетонної плити перекриття та конструкції підсилення простінку. У розділі виконано підсилення фундаментів.</i>		
Розділ 3 Технологія та організація будівництва	<i>У розділі виконано технологічну карту на влаштування підсилення фундаментів та графік виконання робіт, відомості потреб та механізмів.</i>		
Розділ 4 Економіка будівництва	<i>У розділі виконано кошторисну документацію.</i>		
Розділ 5. Наукова-дослідна частина	<i>У розділі розробляються дослідження моделювання розрахункової моделі цегляної кладки в програмному комплексі SCAD Soft.</i>		
Висновки по роботі:			
Ключові слова: реконструкція, підсилення фундаменту, підсилення простінку, моделювання цегляної кладки, коефіцієнти постелі, гнучка основа			
Keywords:			

Укладач: Романюк М.О. / /

Керівник: Вабіщевич М. О. / /

“ ” 201__

ЗМІСТ

ВСТУП.....	7
АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ	8
1.1. Вихідні дані.....	8
1.2. Об'ємно-планувальні рішення.....	9
1.3. Архітектурно–конструктивне рішення	11
1.4. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.....	15
КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ	17
2.1. Вихідні дані.....	18
2.2. Збір навантажень та визначення зусиль.....	19
2.2.1. Деформаційно-міцнісні характеристики бетону та арматури	21
2.3. Розрахунок міцності перерізу, нормального до повздовжньої осі	23
2.3.1. Перевірка несучої здатності плити за дією згинаючого моменту.....	26
2.3.2. Розрахунок плити за міцністю похилих перерізів	27
2.4. Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами другої групи.....	29
2.4.1. Геометричні характеристики приведенного перерізу плити	29
2.5. Втрати попереднього напружень арматури.....	31
2.5.1. Миттєві втрати попереднього напруження	31
2.5.2. Сила попереднього напруження	32
2.5.3. Обмеження напружень у бетоні.....	33
2.5.4. Залежні від часу втрати попереднього напруження.....	33
2.6. Розрахунок багатопустотної плити на утворення тріщин	35
2.7. Розрахунок прогину плити без тріщин	37
2.8. Визначення навантажень на простінок першого поверху	38
2.9. Визначення навантажень на простінок першого поверху після надбудови	43
2.10. Розрахунок конструкцій підсилення кладки	44
ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ	47
3.1. Вихідні дані.....	48
3.2. Збір навантажень	50

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							4
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

3.3. Розрахунок стрічкового фундаменту із збірних блоків для підвальної частини будинку_.....	52
3.4. Визначення розмірів подошви фундаменту зовнішньої стіни_.....	53
3.5. Підсилення фундаменту неглибокого закладання розширенням його подошви_.....	55
3.6. Розрахунок осідання фундаменту внаслідок надбудов_.....	57
3.7. Розрахунок армування банкетів.....	59
ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	61
4.1. Вихідні дані.....	62
4.2. Визначення обсягів робіт_.....	66
4.3. Визначення потреби в матеріально-технічних ресурсах_.....	66
4.4. Визначення витрат праці та терміни виконання робіт_.....	71
4.5. Побудова календарного графіку на виконання робіт з підсилення фундаментів_.....	71
4.6. Контроль якості	72
4.7. Охорона та безпека праці	72
4.8. Охорона навколишнього середовища	76
4.9. Техніко-економічні показники	77
СПЕЦІАЛЬНА(НАУКОВО-ДОСЛІДНА) ЧАСТИНА	78
5.1. Моделювання цегляної кладки в середовищі scad soft	79
5.2. Моделювання ґрунтової основи в середовищі scad soft.....	80
5.3. Збір навантажень	81
5.4. Розрахунок без надбудови в середовищі scad soft.....	82
5.5. Коефіцієнти постелі. Програмний комплекс КРОСС	85
ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА	98
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ	108

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							5
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

ВСТУП

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	<i>Арк</i>
							6
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

На даний час, актуальність теми реконструкції та реставрації виросла в 2022 році. Значна кількість будівель і так знаходилась у незадовільному технічному стані, що страждали від фізичного та морального старіння.

Реконструкція будівель та споруд відноситься до особливого виду будівельних робіт – комплекс будівельних робіт та організаційно-технічних заходів, пов'язаних із зміною основних техніко-економічних показників, що проводяться як для цивільних, задля підвищення комфорту мешканців, так і для промислових будівель, задля переоснащення, модернізації виробництва, збільшення обсягів виготовленої продукції, поліпшення умов праці.

Завдяки реконструкції застарілих будівель можна підвищити комфорт проживання, через перепланування житлової площі; збільшити кількості можливих мешканців, за рахунок надбудови конструкцій; підвищити благоустрій території.

У процесі реконструкції вирішуються питання з підсилення конструкцій, через збільшення навантаження, їх повна або часткова заміна, утеплення, модернізація систем інженерних обладнань, внутрішніх та зовнішніх мереж та комунікацій. Складність виконання процесів полягає у проведенні робіт у стиснутих умовах будівельного майданчику.

При проектуванні процесу з реставрації враховують всі сучасні будови, архітектурні та санітарно-технічні норми, забезпечуючи комфорт та безпеку проживаючого та працюючого на об'єкті населення.

Отже, реконструкція є досить актуальною, і розвиваючою темою в будівництві, яка стає ефективним способом полегшення та поліпшення життя та роботи населення у міському будівництві.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							7
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ

Консультант
Студент

/ Андропова О.В. /
/ Романюк М.О. /

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							8
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

1.1. Вихідні дані

Об'єкт дослідження – двоповерхова безкаркасна цегляна нежитлова будівля, яка підлягає реконструкції під багатоквартирний житловий будинок в м. Кам'янець-Подільський.

Будівля знаходиться за адресою м. Кам'янець-Подільський вул. Проектна 4, Хмельницької обл.

Відноситься до I кліматичної зони. [1]

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту – 0.8 м.

Нормативна сейсмічність – 6 балів та II категорія ґрунту за сейсмічними властивостями; [2]

Характеристичне значення снігового навантаження – $S_0 = 1270$ Па; [3]

Характеристичне значення вітрового навантаження – $W_0 = 460$ Па; [3]

Ступінь вогнестійкості будівлі – II;

Ступінь довговічності будівлі – II;

Клас відповідальності будинку – СС2; [4]

Прогнозований термін експлуатації будівлі 100 років. [4]

Проектом передбачено реконструкція нежитлової двоповерхової будівлі, підсилення підвалу та влаштування укриття, надбудова 3 поверху та переробити усі поверхи під житлові квартири.

						Атестаційна робота магістра	Арк
							9
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Будинок має розміри в осях 68.13м x 29.95м. загальна висота від відмітки підлоги першого поверху до вершини 3 поверху складає 9 м.

Висота усіх поверхів складає 3 м, а підвалу – 2.3 м.

Будівля не отоплюється на даний час.

Безкаркасна цегляна нежитлова будівля має 2 існуючих та 1 запланований поверх, яка призначена для постійного проживання людей та підвалу. Наявні два загально-комунікаційні вузли для входу в квартири першого поверху, два окремих виходи та один вхід у підвал. Підвал планується облаштувати під укриття.

Житлова частина	
Вид будівництва	Реконструкція
Термін експлуатації	Більше 30 років
Поверховість	3 надземні + підвальний поверх
Площа забудови	1297 м ²
Площа житлових приміщень	4308 м ²
<i>1 поверх</i>	<i>1076 м²</i>
<i>2 поверх</i>	<i>1076 м²</i>
<i>3 поверх</i>	<i>1076 м²</i>
<i>підземного поверху</i>	<i>1080 м²</i>
Площа місць загального користування	1410 м ²
<i>1 поверх</i>	<i>159 м²</i>
<i>2 поверх</i>	<i>138 м²</i>
<i>3 поверх</i>	<i>143 м²</i>
<i>підземного поверху</i>	<i>1004 м²</i>
Загальна площа квартир	3915 м ²
<i>1 поверх</i>	<i>961 м²</i>
<i>2 поверх</i>	<i>963 м²</i>
<i>3 поверх</i>	<i>1006 м²</i>

						Атестаційна робота магістра	Арк
							10
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

Загальний будівельний об'єм	14921 м ³
вище відм. ± 0.000	12009 м ³
нижче відм. ± 0.000	2912 м ³
Загальна кількість квартир	34
<i>1 поверх</i>	<i>10 кв</i>
<i>2 поверх</i>	<i>12 кв</i>
<i>3 поверх</i>	<i>12 кв</i>
Орієнтована кількість мешканців	144 особи
<i>1 поверх</i>	<i>48 осіб</i>
<i>2 поверх</i>	<i>48 осіб</i>
<i>3 поверх</i>	<i>48 осіб</i>

						Атестаційна робота магістра	Арк
							11
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

1.3. Архітектурно–конструктивне рішення

Як об'єкт реконструкції приймаємо нежитлову 2 поверхову будівлю. Несучі вертикальні конструкції – несучі цегляні стіни, горизонтальні несучі конструкції – залізобетонна пустотна плита перекриття. Жорсткість забезпечена несучими конструкціями.

Основи будинку

В геоморфологічному відношенні територія обстежуваної будівлі розташована в межах Подільського Придністров'я. Рельєф ділянки рівнинний. Абсолютні відмітки міняються від 231,50 до 232,50 м.

В геологічній будові ділянки на розвідану глибину до 6,0 м беруть участь четвертинні відклади з елювіально-делювіального генетичного типу, представлені суглинками і глинами. З поверхні суглинки 4 перекритий шаром насипного ґрунту потужністю 2,0-2,2 м.

В гідрогеологічному відношенні ділянка характеризується наявністю горизонту підземних вод на глибині 1,0-1,2 м від існуючої поверхні землі, що відповідає відміткам 230,65-230,80 м.

Сезонні коливання рівня підземних вод становлять $\pm 1,0$ м.

За результатами виконаних робіт товща ґрунтів основи фундаментів обстежуваної будівлі ділиться на 3 інженерно-геологічних елементи (ІГЕ). Основою стрічкових фундаментів слугують ґрунти ІГЕ Ме2 (суглинки). Корозійна активність ґрунтів по відношенню до вуглецевої сталі - середня. Підземні води по відношенню до бетону нормальної проникливості агресивних властивостей не мають.

Фундаменти будинку

Конструкція фундаменту передбачає збірну залізобетону плиту типу ФЛ 14.24-2 та стінові блоки ФБС-24.6.6.

Зовнішні стіни та перегородки

Зовнішні стіни - товщиною 510 мм, виконані з цегли на цементно-піщаному розчині. Утеплювач із жорстких мінераловатних плит товщиною 100

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							12
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

мм, загальна товщина стіни складає 610 мм (згідно з теплотехнічним розрахунком).

Перегородки виконати із газоблоків блоків на цементно-піщаному розчині, товщиною 120 мм. Сходові клітини виконати із цегляної кладки товщиною 380 мм та 250 мм.

Зовнішні стіни надбудови (тобто 3 поверху) – товщиною 400 мм, виконані з газоблоку, внутрішні товщиною 300мм, та перегородки 120мм.

Перекриття

Будівля має три поверхи. Перекриття між поверхами будівлі виконані пустотної залізобетонної плити перекриття товщиною 220 мм. Перекриття третього поверху виконано з монолітної залізобетонної плити товщиною 200мм.

Покриття

Плоска покрівля встелена гідроізоляційною ПВХ мембраною товщиною 1.8 мм, яку укладають на шар геотекстилю голкопробивного 240 г/кВ.м, з використанням цементно-піщаної стяжки М100 та арматурної сітки 150х150мм, Вр1 Ø 4 мм-150-150 мм та утеплювача XPS щільністю 35 кг/куб.м.

Виконано надбудову двох дахових приміщень над сходовими маршами.

Сходи

Сходи виконані із збірних залізобетонних сходинок, які змонтовані по сталевим косоурам із [24 та сходові площадки – монолітні залізобетонні. Ширина сходових маршів – 1200 мм, ширина сходових площадок – 1200 мм, ширина сходинок – 300мм, висота сходинок – 150мм. Ухил сходових маршів і = 1:2. Виконати сталеве решітчасте огороження сходових маршів і площадок з висотою 900 мм.

Вікна

Вікна пластикові з потрійним склопакетом, розмірами 2070х1460мм також 1770х1460 мм.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							13
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Двері

Вхідні металеві вогнестійкі двері розмірами 1200x2100мм. Відчиняються назовні в напрямку руху на вулицю для забезпечення евакуації з приміщень. Внутрішні глухі дерев'яні двері приймаються одностулкові з розмірами 900x2100 мм та 800x2100 мм товщиною 30мм. Полотна навішують на петлі, які дозволяють знімати дверні полотна для ремонту, замки і ручки установлюють на висоті 1м від підлоги. В міжкімнатних рамах відсутні погоди.

Підлоги

Матеріал для оздоблення підлоги обирається відповідно до функціонального призначення приміщень. В спільних кімнатах, спальнях, коридорах, вітальнях – щити паркетні за ГОСТ 862.4-87; в кухнях – лінолеум за ДСТУ Б В 2.7.-20-97; в санвузлах, балконах – керамічні плиточні підлоги за ДСТУ Б В 2.7-282-2011.

Підготовка під лінолеум підлоги – звукоізоляція з керамзитобетону та стяжка з цементно-піщаного розчину М200.

В технічному підпіллі підлоги – бетонні по ущільненому ґрунту.

Відмостка

Відмостки житлового будинку виробити по периметру шириною 1500 мм. Ухил відмостки від цоколя $i=3\%$. Відмостку виконати із асфальтобетону товщиною 25 мм по щебеневої підготовці 100 мм.

Внутрішнє оздоблення

Стелі всіх приміщень пошпаклювати та побілити. Стіни і перегородки в кімнатах, коридорах, вітальнях прошпаклювати та обклеїти шпалерами. Стіни і перегородки кухонь, санвузлів облицювати глазурованою керамічною плиткою.

Зовнішня оздоба

Зовнішні стінита цоколь закрито утеплюючими констукціями фасаду, які оздоблені декоративною штукатуркою. Відкоси вікон та дверей утеплені та пофарбовані.

Сантехнічні та електротехнічні системи

Опалення – центральне від мереж тепlopостачання міста.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							14
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Холодне водопостачання – центральне від мереж холодного водопостачання міста.

Каналізація – з водовідведенням у мережі каналізації міста.

Вентиляція – витяжка з природною тягою, через вентиляційні канали, які виходять через витяжну шахту на покрівлю.

Дощова каналізація – з випуском у зливову каналізацію.

Електропостачання – від мереж електропостачання міста.

Блискавкозахист – згідно з вимогами ДСТУ.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	<i>Арк</i>
							15
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

1.4. ТЕПЛОТЕХНІЧНИЙ РОЗРАХУНОК ЗОВНІШНЬОЇ СТІНИ

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни здійснюється згідно з вимогами ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель».

Вихідні дані:

Район будівництва: м. Кам'янець-Подільський.

Режим вологості приміщення: нормальний -Б.

Кліматична зона – I

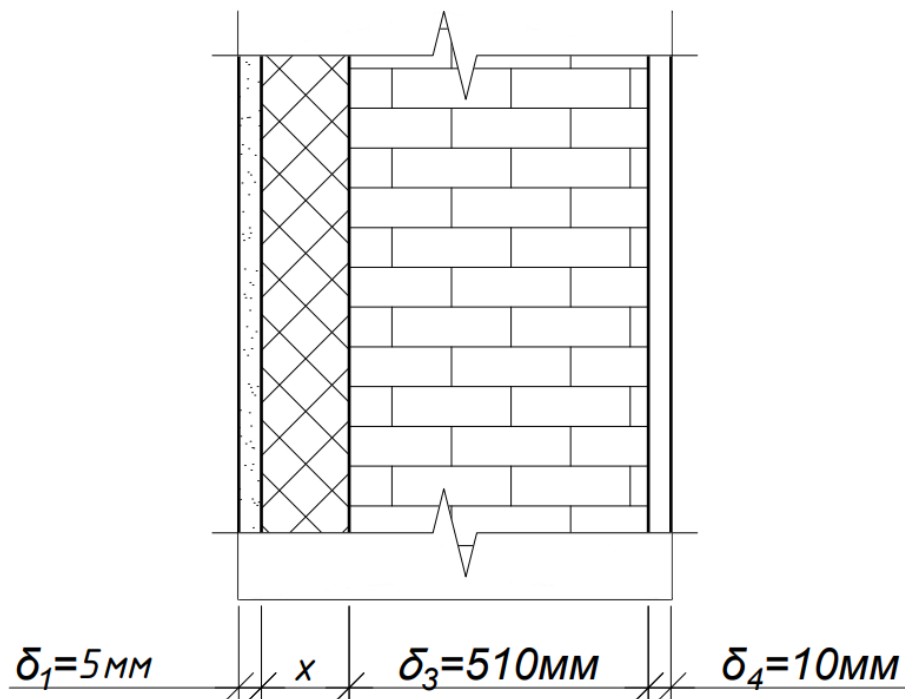


Рис. 1.1 Конструкція зовнішньої стіни

Визначається опір захисної конструкції теплопередачі R:

$$R = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}$$

де:

$\alpha_{\text{в}}$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні зовнішньої стіни, приймаємо рівний 8,7 Вт/м² ·К за додатком Е; [5]

$\alpha_{\text{н}}$ – коефіцієнт тепловіддачі для зимових умов поверхні зовнішньої стіни приймаємо рівним 23,0 Вт/м² ·К за додатком Е; [5]

λ – коефіцієнт теплопровідності за додатком Л; [5]

						Атестаційна робота магістра	Арк
							16
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

δ – товщина шару, м.

Розрахункові коефіцієнти:

δ_1 – зовнішня шар – штукатурний шар ВАУМІТ товщиною 5мм.

$\rho_0 = 1400 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 0,47 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$;

δ_2 – утеплювач – жорсткі мінеральні плити, $\rho_0 = 200 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 0,048 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$;

δ_3 – існуюча стіна – кладка з керамічної цегли товщиною 510 мм, $\rho_0 = 1600 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 0,47 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$;

δ_4 – внутрішній шар – цементно-піщана штукатурка товщиною 510 мм, $\rho_0 = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 0,47 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$;

Відповідно карті температурних зон України м. Кам'янець-Подільський відноситься до I кліматичної зони. Для зовнішніх огорожуючих конструкцій мінімальне допустиме значення $R_{q,\min}$ приймаємо $3,3 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$.

Загальний опір зовнішньої стіни визначаємо за формулою:

$$\begin{aligned} R_{\Sigma \text{ пр}} &= \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_{\text{ір}}} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} = \\ &= \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} = \\ &= \frac{1}{8,7} + \frac{0,005}{0,47} + \frac{\delta_2}{0,048} + \frac{0,51}{0,47} + \frac{0,01}{0,47} + \frac{1}{23} = 1,28 + \frac{\delta_2}{0,048} \\ R_{\Sigma \text{ пр}} &= 1,28 + \frac{\delta_2}{0,048} = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт} \end{aligned}$$

$\delta_2 = 0,097 \text{ м}$.

Отже, для забезпечення теплозахисних якостей зовнішніх стін будівлі за вказаними вище умовами товщини утеплюючого шару повинна бути не менше $0,097 \text{ м}$. Приймаємо – 100 мм .

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							17
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ

Консультант / Клімов Ю. А. /

Студент / Романюк М.О. /

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							18
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

2.1. Вихідні дані

1. Район будівництва - м. Кам'янець-Подільський.
2. Кількість поверхів - $n = 2$ шт.
3. Висота поверху - $H = 3$ м.
4. Глибина підвалу - $H_0 = 2.4$ м.
5. Матеріал стін - цегла керамічна.
6. Змінне навантаження на перекриття («характеристичне») - $v_{on} = 1.2$ кН/м².

Панель ПК 60.12-6А600С розмірами 5980x1190x220 мм, вагою 2.2 т, ДСТУ Б В.2-6-53:2008. Розрахункова схема плити передбачає опирання балки на двох опорах, яка сприймає рівномірно розподілене навантаження.

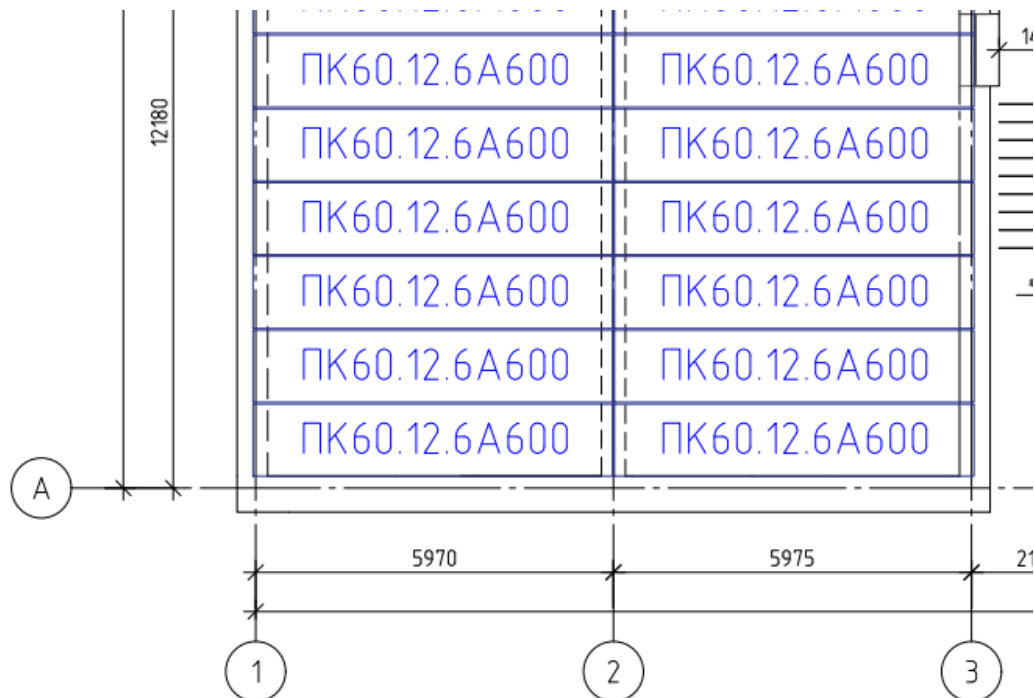


Рис.2.1. План розміщення плит перекриття

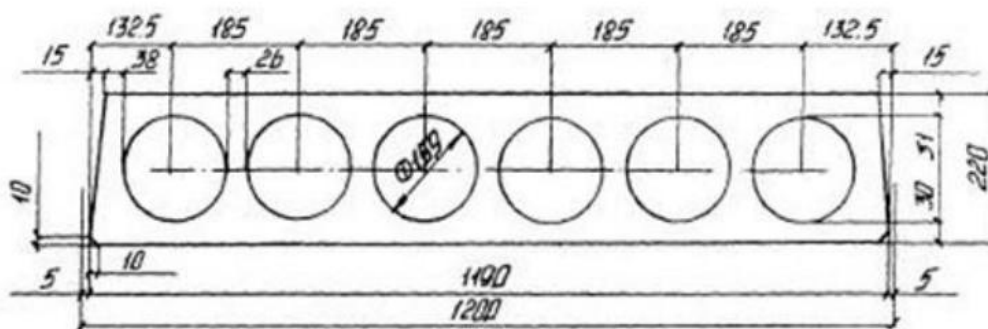


Рис.2.2. Поперечний переріз плит перекриття

						Атестаційна робота магістра	Арк
							19
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

2.2. Збір навантажень та визначення зусиль

Визначення розмірів плити перекриття ПК 60.12-6А600С, прийнятої до розрахунку:

$$b_k = b_n - 10 \text{ мм} = 1200 - 10 = 1190 \text{ мм}$$

$$l_k = l_1 - b_p - 20 \text{ мм} = 5970 - 300 - 20 = 5650 \text{ мм}, l_n = 5700 \text{ мм}$$

Таблиця 2.1. Визначення навантажень на міжповерхове перекриття

Вид навантаження, щільність, товщина	Навантаження		
	Характеристичне, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коеф-т надійності за граничним навантаженням, γ_{fm}	Гранич. розрах. значення, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1. Постійне навантаження			
– Паркетна підлога $\delta = 10 \text{ мм}; \rho = 18 \text{ кН/м}^3$;	0.18	1.1	0.176
– Шлакобетонний шар $\delta = 20 \text{ мм}; \rho = 16 \text{ кН/м}^3$;	0.32	1.2	1.248
– Пінобетонна звукоізоляційна плита $\delta = 50 \text{ мм}; \rho = 5 \text{ кН/м}^3$	0.25	1.2	0.36
– З/б плита $\delta = 220 \text{ мм}; \rho = 25 \text{ кН/м}^3$	5.5	1.1	6.05
Усього:			$g = 7.83$
2. Змінне навантаження			
Технологічне	1.2	1.2	1,44
Усього:			$\vartheta = 1,44$

Таблиця 2.2. Збір навантажень на 1 м^2 покриття

Вид навантаження, щільність, товщина	Навантаження		
	Характеристичне, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коеф-т надійності за граничним навантаженням, γ_{fm}	Гранич. розрах. значення, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1. Постійне навантаження			
– Захисний шар гравію $\delta = 15 \text{ мм}; \rho = 16 \text{ кН/м}^3$;	0.24	1.3	0.312

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							20
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

– Три шари руберойду	0.2	1.3	0.26
– Стяжка з цементно-піщаного розчину; $\delta = 30 \text{ мм}; \rho = 18 \text{ кН/м}^3$;	0.54	1.3	0.702
– Утеплювач мінераловатні плити $\delta = 80 \text{ мм}; \rho = 2.5 \text{ кН/м}^3$	0.2	1.2	0.24
– Пароізоляція 1 шар пергамину	0.03	1.2	0.036
– З/б плита $\delta = 220 \text{ мм}; \rho = 25 \text{ кН/м}^3$	5.5	1.1	6.05
Усього:			$g_{\text{пок}} = 7.6$
2.Тимчасове навантаження			
Снігове на покритті	1.27	1.14	1.45
Усього:			$\vartheta_{\text{сн}} = 1.45$

Розрахунковий прольот плити перекриття

$$l_0 = l_k - l_{\text{sup}} = 5650 - 120 = 5530 \text{ мм}$$

$$l_{\text{sup}} = \frac{565 - 300 - 2 \cdot 15}{2} = 117.5 \approx 120 \text{ мм.}$$

Навантаження на 1 м довжини панелі з врахуванням коефіцієнту надійності за відповідальністю для класу відповідальності будівлі СС2 і категорії відповідальності конструкції «Б» призначенням $\gamma_n^I = 1.05$, $\gamma_n^{II} = 0.95$.

Для першої групи граничних станів:

- розрахункове навантаження

$$q_p = q_1 \cdot b \cdot \gamma_n^I = 9,27 \cdot 1,2 \cdot 1,05 = 11.68 \text{ кН/м}$$

- характеристичне повне навантаження

$$q_n = q_2 \cdot b \cdot \gamma_n^I = 7,45 \cdot 1,2 \cdot 1,05 = 9.38 \text{ кН/м}$$

- нормативне довготривале

$$q_n = q_2 \cdot b \cdot \gamma_n^I = 2,47 \cdot 1,2 \cdot 1,05 = 3.11 \text{ кН/м}$$

- згинаючий момент від розрахункового навантаження

$$M = (q_p \cdot l_0^2) / 8 = (11.68 \cdot 5,56^2) / 8 = 45.13 \text{ кНм}$$

- поперечна сила від розрахункового навантаження

$$Q = (q_p \cdot l_0) / 8 = (11.68 \cdot 5.56) / 2 = 32.47 \text{ кН}$$

						Атестаційна робота магістра	Арк
							21
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

Згинальний момент від характеристичного навантаження:

$$M = (q_n \cdot l_0^2)/8 = (9.38 \cdot 5.56^2)/8 = 36.27 \text{ кНм}$$

- поперечна сила від характеристичного навантаження

$$Q = (q_p \cdot l_0)/8 = (9.38 \cdot 5.56)/2 = 26.09 \text{ кН}$$

Згинальний момент від довготривалого навантаження:

$$M = (q_n \cdot l_0^2)/8 = (3.11 \cdot 5.56^2)/8 = 12.06 \text{ кНм}$$

Для другої групи граничних станів:

- розрахункове навантаження

$$q_p = q_1 \cdot b \cdot \gamma_n^{\text{II}} = 9.27 \cdot 1.2 \cdot 0.95 = 10.56 \text{ кН/м}$$

- характеристичне повне навантаження

$$q_n = q_2 \cdot b \cdot \gamma_n^{\text{II}} = 7.45 \cdot 1.2 \cdot 0.95 = 8.45 \text{ кН/м}$$

- нормативне довготривале

$$q_n = q_2 \cdot b \cdot \gamma_n^{\text{II}} = 2.47 \cdot 1.2 \cdot 0.95 = 2.8 \text{ кН/м}$$

- згинаючий момент від розрахункового навантаження

$$M = (q_p \cdot l_0^2)/8 = (10.56 \cdot 5.56^2)/8 = 40.83 \text{ кНм}$$

- поперечна сила від розрахункового навантаження

$$Q = (q_p \cdot l_0)/8 = (10.56 \cdot 5.56)/2 = 29.37 \text{ кН}$$

Згинальний момент від характеристичного навантаження:

$$M = (q_n \cdot l_0^2)/8 = (8.45 \cdot 5.56^2)/8 = 32.81 \text{ кНм}$$

- поперечна сила від характеристичного навантаження

$$Q = (q_p \cdot l_0)/8 = (8.45 \cdot 5.56)/2 = 23.61 \text{ кН}$$

Згинальний момент від довготривалого навантаження:

$$M = (q_n \cdot l_0^2)/8 = (2.8 \cdot 5.56^2)/8 = 10.88 \text{ кНм}$$

2.2.1. Деформативно-міцнісні характеристики бетону та арматури

- клас бетону С16/20, з таблиці Б.3 або таблиці 3.1 ДБН [6] - його розрахункова міцність на стиск $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$ та характеристична міцність на стиск $f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, значення відносних деформацій $\varepsilon_{с3,сd} = 0.58 \text{ ‰}$ і $\varepsilon_{сu3,сd} = 3.23 \text{ ‰}$.

						Атестаційна робота магістра	Арк
							22
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

- клас поповздовжньої арматури А600С, модуль пружності арматури $E_p = 190000 \text{ МПа}$; характеристичне значення опору арматури розтягу $f_{pk} = 630 \text{ МПа}$; характеристичне значення умовної межі текучості $f_{p0,1k} = 575 \text{ МПа}$, $\gamma_s = 1,2$ – коефіцієнт надійності арматури; розрахункове значення опору арматури розтягу $f_{pd0} = f_{p0,1k}/\gamma_s = 575/1,2 = 479,17 \text{ МПа}$ [7];

Відносні деформації видовження арматури $\varepsilon_{p0} = f_{pd0}/E_p = 479,17/190000 = 0,0025$ при досягненні напруженнями розрахункового опору f_{pd0} ; граничні відносні деформації видовження арматури: характеристичні $\varepsilon_{uk} = 0,02$ та розрахункові $\varepsilon_{ud} = 0,9$; $\varepsilon_{uk} = 0,018$.

- клас поперечної арматури А240С, модуль пружності арматури $E_s = 210000 \text{ МПа}$; характеристичне значення умовної межі текучості $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$; $\gamma_s = 1,05$ – коефіцієнт надійності арматури; величина відносних деформацій $\varepsilon_{s0} = f_{yk}/E_s = 240/210000 = 0,001143$ та $\varepsilon_{ud} = 0,025 = 25\%$; розрахункове значення міцності поперечної арматури $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$ або класу Вр-І із коефіцієнтом надійності для арматури $\gamma_s = 1,1$, модуль пружності $E_s = 170000 \text{ МПа}$.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							23
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

2.3. Розрахунок міцності перерізу, нормального до повздовжньої осі

Розрахунок ведемо за I-ю групою граничних станів.

Для розрахунку багатопустотної плити переріз приводимо до вигляду двотавра висотою

$h = 220 \text{ мм}$, $h_f = (h - B) \cdot 0.5 = (220 - 137.69) \cdot 0.5 = 41.16 \text{ мм}$, ширина панелі $b_{eff} = b'_f = b_k - 30 \text{ мм} = 1190 - 30 = 1160 \text{ мм}$,

$$b_w = b = b_{eff} - n \cdot A = 1160 - 6 \cdot 144.21 = 294.74 \approx 300 \text{ мм}$$

де n – кількість пустот.

Робоча висота перерізу

$$d = h - c_p = h - c_d - \frac{d_s}{2} = 220 - 26 - \frac{16}{2} = 186 \text{ мм},$$

де $c_d = d_s + 10 = 16 + 10 = 26 \text{ мм}$ – захисний шар бетону; $d_s = 16 \text{ мм}$ – орієнтовний діаметр робочої арматури.

Згідно із табл. А.5[6] для бетону класу С 16/20 коефіцієнти білінійної епюри будуть:

$$k = 0.82043; \beta = 0.45658.$$

Відносна висота полиці

$$\xi_f = h_f/d = 41.16/186 = 0.22129$$

Згинальний момент, що сприймається перерізом полиці («момент полиці»):

$$\begin{aligned} M_{Rdf} &= 0.5(1 + k)\xi_f(1 - \beta\xi_f)f_{cd}b_{eff}d^2 = \\ &= 0.5(1 + 0.82043)0.22129(1 - 0.45658 \cdot 0.22129)11.5 \cdot 1160 \cdot 186^2 \\ &= 83.6 \text{ кНм} \end{aligned}$$

$$M_{Rdf} = 83.6 \text{ кНм} > M = 45.13 \text{ кНм}$$

Це означає, що нейтральна вісь проходить у полиці. Тому розрахунок проводимо як для прямокутного перерізу шириною $b_{eff} = b$.

Фактичне значення коефіцієнта

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{45.13 \cdot 10^6}{11.5 \cdot 1160 \cdot 186^2} = 0.097$$

Розрахункова міцність арматури при деформаціях, що дорівнюють ε_{p0} :

						Атестаційна робота магістра	Арк
							24
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

$$f_{pd0} = f_{0,1k} / \gamma_s = 575 / 1.2 = 479.17 \text{ МПа}$$

Тоді

$$\varepsilon_{p0} = f_{pd0} / E_p = 479.17 / 1.9 \cdot 10^5 = 0.00252 = 2.52\%$$

Максимальна величина попереднього напруження арматури (з урахуванням миттєвих втрат):

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} &= \min\{0,75 f_{pk}; 0,85 f_{p0,1k}\} = \min\{0,75 \cdot 630; 0,85 \cdot 575\} = \\ &= \min\{472.5; 488.75\} = 472.5 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Цьому напруженню відповідає відносна деформація арматури

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp} / E_p = 472.5 / 1.9 \cdot 10^5 = 0.00249 = 2.49\%$$

З урахуванням цього попереднього напруження гранична відносна деформація арматури не повинна перевищувати величини

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{sp} = 18 - 2.49 = 15.51\%$$

Цій деформації відповідає розрахунковий опір арматури на розтяг:

$$\begin{aligned} f_{pud} &= f_{pd0} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd0} \right) \frac{\varepsilon_{pud} - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}} = \\ &= 479.17 + \left(\frac{630}{1.2} - 479.17 \right) \frac{15.51 - 2.52}{20 - 2.52} = 513.23 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Характерні граничні значення відносної висоти стиснутої зони ξ :

$$\xi_{a,p} = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{0.58}{0.58 + 15.51} = 0.0361;$$

$$\xi_{b,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{3.23}{3.23 + 15.51} = 0.1724;$$

$$\xi_{lim,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{sp}} = \frac{3.23}{3.23 + 2.52 - 2.49} = 0.9908$$

та відповідні граничні значення коефіцієнтів α_m :

$$\alpha_{ma} = 0.5(1+k)\xi_a(1-\beta\xi_a) = 0.5 \cdot 1.82043 \cdot 0.0361(1-0.45658 \cdot 0.0361) = 0.0323;$$

$$\alpha_{mb} = 0.5(1+k)\xi_b(1-\beta\xi_b) = 0.5 \cdot 1.82043 \cdot 0.1724(1-0.45658 \cdot 0.1724) = 0.1446;$$

$$\alpha_{m,lim} = 0.5(1+k)\xi_b(1-\beta\xi_b) = 0.5 \cdot 1.82043 \cdot 0.9908(1-0.45658 \cdot 0.9908) = 0.4939.$$

						Атестаційна робота магістра	Арк
							25
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

Оскільки

$$\alpha_{ma} = 0.0323 < \alpha_m = 0.097 < \alpha_{mb} = 0.1446$$

то переріз працює в підобласті деформування 1b і подальший розрахунок і підбір арматури виконуємо згідно з методикою для цієї підобласті[13].

Коефіцієнти квадратного рівняння:

$$p = 2\varepsilon_{pud} = 2 \cdot 15.51 = 31.02\%$$

$$q = \frac{6 \cdot \alpha_m \cdot \varepsilon_{pud}^2 + 3\varepsilon_{pud} \cdot \varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{c3,cd}^2}{6 \cdot \alpha_m - 3} =$$
$$= \frac{6 \cdot 0.093 \cdot 15.51^2 + 3 \cdot 15.51 \cdot 0.58 + 0.58^2}{6 \cdot 0.097 - 3} = -69.8$$

Деформації верхніх стиснутих фібр перерізу будуть:

$$\varepsilon_{c(1)} = -p/2 + \sqrt{\frac{p^2}{4} - q} = -15.51 + \sqrt{240.56 - (-69.8)} = 2.1\%$$

Коефіцієнти білінійної епюри:

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = \frac{2.1 - 0.58}{2.1} = 0.7247 \quad \beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1 + k)} = 0.4348$$

- коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2 \cdot \beta \cdot \alpha_m}{1 + k}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2 \cdot 0.4348 \cdot 0.097}{1.7247}} = 0.9505$$

- використовуючи співвідношення

$$x = d(1 - \eta)/\beta = 186(1 - 0.95)/0.4348 = 22.25\text{мм}$$

як контроль правильності виконаних розрахунків, перевіряємо виконання умови

$$\varepsilon_{pt} = \frac{\varepsilon_{c(1)}(d - x)}{x} = \frac{2(186 - 22.25)}{22.25} = 15.509 \cong \varepsilon_{pud} = 15.51\%$$

Умова виконується, розрахунок виконаний правильно.

Наступним етапом є знаходження плече внутрішньої пари сил Z_c із залежності

$$Z_c = \eta \cdot d = 0.950 \cdot 186 = 176.3\text{мм}$$

і визначення необхідної площі попередньо напруженої арматури A_{sp} :

						Атестаційна робота магістра	Арк
							26
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

$$A_{sp} = \frac{M}{f_{pud} \cdot Z_c} = \frac{45.13 \cdot 10^6}{513.22 \cdot 176.3} = 498.76 \text{ мм}^2$$

За сортаментом прийнято 4 Ø 14 А600С із площею $A_{sp} = 616.0 \text{ мм}^2$

2.3.1. Перевірка несучої здатності плити за дією згинаючого моменту

Орієнтовне значення відносної висоти стиснутої зони:

$$\xi = \frac{A_{sp} \cdot f_{pud}}{0.5(1+k)f_{cd}b_{eff}d} = \frac{616 \cdot 513.22}{0.5(1+0.727)11.5 \cdot 1160 \cdot 186} = 0.144$$

де $d = h - c_p = h - 1.5d_s - 10 = 220 - 1.5 \cdot 12 - 10 = 192 \text{ мм}$.

Оскільки $\xi_{a,p} = 0.0361 < \xi = 0.144 < \xi_{b,p} = 0.1724$

то переріз працює в підобласті деформування 1b.

Уточнення значення ξ за формулою

$$\xi = \frac{2a + b}{2 + b} = \frac{2 \cdot 0.1234 + 0.0374}{2 + 0.0374} = 0.1395$$

Де

$$a = \frac{A_{sp} \cdot f_{pud}}{f_{cd}bd} = \frac{616 \cdot 513.23}{11.5 \cdot 1160 \cdot 192} = 0.1234 \quad b = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{pud}} = 0.0374$$

Уточнене значення $\xi = 0.1395$ також належить підобласті 1b.

Деформацію верхніх стиснутих фібр бетону перерізу:

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_{pud} \cdot \xi}{1 - \xi} = \frac{15.51 \cdot 0.1395}{1 - 0.1395} = 2.515\%$$

і перерахування коефіцієнти білінійної епюри:

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = \frac{2.515 - 0.58}{2.515} = 0.7693 \quad \beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1+k)} = 0.4448$$

Визначення несучої здатності плити:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 0.5(1+k)\xi(1-\beta\xi)f_{cd}bd^2 = \\ &= 0.5 \cdot 1.7693 \cdot 0.1395 \cdot (1 - 0.4448 \cdot 0.1395) \cdot 11.5 \cdot 1160 \cdot 192^2 = \\ &= 56.93 \text{ кНм} < M_{Rdf} = 83.6 \text{ кНм} \end{aligned}$$

тобто нейтральна вісь дійсно проходить у полиці плити. Оскільки

$$M_{Rd} = 56.93 \text{ кНм} > M_{Ed} = 45.13 \text{ кНм}$$

то несуча здатність плити забезпечена.

						Атестаційна робота магістра	Арк
							27
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

2.3.2. Розрахунок плити за міцністю похилих перерізів

Визначення поперечної сили, яку може сприйняти елемент без поперечного армування[12].

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{192}} = 2.021 > 2 - \text{приймаємо } k = 2;$$

$$\rho_l = \frac{A_{sp1}}{b_w d} = \frac{153.9}{41 \cdot 192} = 0.01955 < 0.02 - \text{ умова виконується;}$$

де A_{sp1} - площа одного напруженого стержня $\varnothing 14$ А600С, $A_{sp1} = 153.9 \text{ мм}^2$;

b_w - ширина ребра (стілки) - $b_w = b_f - 2A/2 = 185 - 144 = 41 \text{ мм}$;

$k_1 = 0.15$ - коефіцієнт згідно п.4.6.2.2. ДСТУ Б В.2.6-156.

Напруження в бетоні, викликані осьовими зусиллями:

$$\sigma_{cp} = N_p / A_c = 79035 / (41 \cdot 220) = 8.76 \text{ МПа} > 0.2 f_{cd} = 0.2 \cdot 11.5 = 2.3 \text{ МПа,}$$

тому приймаємо $\sigma_{cp} = 2.3 \text{ МПа}$.

де N_p - зусилля обтискання для кожного напруженого стержня:

$$N_p = f_{pud} \cdot A_{sp} / 4 = 513.22 \cdot 616 / 4 = 79 \text{ кН};$$

$$v_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0.035 \cdot (2)^{3/2} (15)^{1/2} = 0.38341.$$

Мінімальна поперечна сила, яку може сприйняти елемент без поперечного армування

$$V_{Rd,c \min} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0.38341 + 0.15 \cdot 2.3) \cdot 41 \cdot 192 = \\ = 5734 \text{ Н} \approx 5.73 \text{ кН.}$$

Поперечна сила, яку може сприйняти елемент без поперечного армування

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0.18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = \\ = \left[\left(\frac{0.18}{1.3} \right) \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.01955 \cdot 15)^{1/3} + 0.15 \cdot 2.3 \right] \cdot 41 \cdot 192 = \\ = 8782 \text{ Н} \approx 8.78 \text{ кН.} > V_{Rd,c \min} = 5.73 \text{ кН.}$$

Так як $V_{Rd,c} = 8.78 \text{ кН} > V_{Ed, \max} = 3.36 \text{ кН}$, то переріз потребує мінімального конструктивного поперечного армування.

						Атестаційна робота магістра	Арк
							28
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

Мінімальне конструктивне поперечне армування інтенсивністю приймається:

$$I_{\min} = \frac{0.08b_w\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08 \cdot 41 \cdot \sqrt{15}}{240} = 0.053 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

Приймаємо поперечну арматуру:

1Ø6 A240C ($A_{sw} = 56.6 \text{ мм}^2$) - крок $s = A_{sw} / I_{\min} = 56.6 / 0.053 = 1068 \text{ мм}$.

Максимальний крок хомутів не повинен перевищувати $0.75d = 0.75 \cdot 192 = 144 \text{ мм}$. Приймаються хомути із кроком 100 мм.

Поперечну арматуру застосовуємо у вигляді плоских зварних каркасів, що встановлюються в опорних зонах плити між отворами. Нижню та верхню арматуру каркасів призначаємо конструктивно – Ø 6 A240C . Довжину каркасів приймаємо як $\frac{1}{4}$ від довжини плити – 1200мм.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							29
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

2.4. Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами другої групи

2.4.1. Геометричні характеристики приведенного перерізу плити

Коефіцієнти приведення арматури до бетону для нижньої та верхньої арматури відповідно[12]:

$$\alpha_{sp} = E_p / E_{cm} = 190000 / 27000 = 7.037;$$

$$\alpha_{sc} = E_{sc} / E_{cm} = 170000 / 27000 = 6.296.$$

Верхня стиснута арматура – 8 Ø 4 Вр-I із кроком 200 мм та площею $A_{sc} = 100.5 \text{ мм}^2$.

Розміри перерізу та дані по армуванню:

$$b_{eff} = 1160 \text{ мм}; b_{ef} = 1190 \text{ мм}; b_w = 300 \text{ мм}; h_{eff} = 41.16 \text{ мм}; h_{ef} = 41.16 \text{ мм};$$

$$a_{sc} = c_1 = 20 \text{ мм}; a_{sp} = c_p = 28 \text{ мм}; A_{sc} = 100.5 \text{ мм}^2; A_{sp} = 616.0 \text{ мм}^2.$$

Площа поперечного перерізу бетону:

$$\begin{aligned} A_c &= b_{eff} h_{eff} + b_w (h - 2h_{eff}) + b_{ef} h_{ef} = \\ &= 1160 \cdot 41.16 + 300(220 - 2 \cdot 41.16) + 1190 \cdot 41.61 = 138030 \text{ мм}^2; \end{aligned}$$

Площа приведенного поперечного перерізу:

$$\begin{aligned} A_{red} &= A_c + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha_{sc} A_{sc} = 138030 + 7.037 \cdot 616 + 6.296 \cdot 100.5 \\ &= 142997.5 \text{ мм}^2; \end{aligned}$$

Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$\begin{aligned} S_c &= b_{eff} h_{eff} (h - 0.5h_{eff}) + b_w (h - 2h_{eff}) \cdot 0.5h + b_{ef} h_{ef} \cdot 0.5h_{ef} = \\ &= 1160 \cdot 41.16(220 - 0.5 \cdot 41.16) + 300(220 - 2 \cdot 41.16) \cdot 0.5 \cdot 220 + 1190 \\ &\quad \cdot 41.16 \cdot 0.5 \cdot 41.16 = 15072884 \text{ мм}^3; \end{aligned}$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$\begin{aligned} S_{red} &= S_c + \alpha_{sp} A_{sp} c_p + \alpha_{sc} A_{sc} (h - c_1) = \\ &= 15072884 + 7.037 \cdot 616 \cdot 28 + 6.296 \cdot 100.5 \cdot (220 - 20) = 15288494 \text{ мм}^3; \end{aligned}$$

Відстань від центру ваги бетонного та приведенного перерізів до розтягнутої нижньої грані та до осей напруженої і стиснутої арматури:

$$y_{0,c} = \frac{S_c}{A_c} = \frac{15072884}{138030} = 109.2 \text{ мм};$$

						Атестаційна робота магістра	Арк
							30
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

$$y_{0,red} = \frac{s_{red}}{A_{red}} = \frac{15288494}{142997.5} = 106.9 \text{ мм};$$

$$y_{sp} = y_{0red} - c_p = 106.9 - 28 = 78.9 \text{ мм};$$

$$y_{sc} = h - c_1 - y_{0red} = 220 - 20 - 106.9 = 73.08 \text{ мм}.$$

Момент інерції бетонного перерізу:

$$\begin{aligned} I_c &= \sum (I_{ci} + A_{ci} y_{ci}^2) = \frac{b_{ef} h_{ef}^3}{12} + b_{ef} h_{ef} (y_{0,c} - 0.5 h_{ef})^2 + \frac{b_{eff} h_{eff}^3}{12} + \\ &+ b_{eff} h_{eff} (h - y_{0,c} - 0.5 h_{eff})^2 + \frac{b_w (h - 2h_{ef})^3}{12} + b_w (h - 2h_{ef}) (y_{0,c} - 0.5h)^2 = \\ &= \frac{1190 \cdot 41.16^3}{12} + 1190 \cdot 41.16 \cdot (109.2 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \frac{1160 \cdot 41.16^3}{12} + 1160 \cdot 41.16 \\ &\cdot (220 - 109.2 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \frac{300(220 - 2 \cdot 41.16)^3}{12} + 300(220 - 2 \\ &\cdot 41.16)(109.2 - 0.5 \cdot 220)^2 = 852228082 \text{ мм}^4 \end{aligned}$$

Момент інерції приведенного перерізу

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b_{ef} h_{ef}^3}{12} + b_{ef} h_{ef} (y_{0,red} - 0.5 h_{ef})^2 + \frac{b_{eff} h_{eff}^3}{12} + \\ &+ b_{eff} h_{eff} (h - y_{0,red} - 0.5 h_{eff})^2 + \frac{b_w (h - 2h_{ef})^3}{12} + b_w (h - 2h_{ef}) (y_{0,red} - 0.5h)^2 + \\ &+ \alpha_{sp} A_{sp} (y_{0,red} - c_p)^2 + \alpha_{sc} A_{sc} (h - y_{0,red} - c_1)^2 = \\ &= \frac{1190 \cdot 41.16^3}{12} + 1190 \cdot 41.16 \cdot (106.9 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \frac{1160 \cdot 41.16^3}{12} + 1160 \cdot 41.16 \\ &\cdot (220 - 106.9 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \frac{300(220 - 2 \cdot 41.16)^3}{12} + 300(220 - 2 \\ &\cdot 41.16)(106.9 - 0.5 \cdot 220)^2 + 7.037 \cdot 616(106.9 - 28)^2 + 6.296 \\ &\cdot 100.5(220 - 109.6 - 20)^2 = 885114206 \text{ мм}^4 \end{aligned}$$

Моменти опору приведенного перерізу:

- відносно нижньої грані $W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{885114206}{106.9} = 8278719.5 \text{ мм}^3;$

- відносно верхньої грані $W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_{0,red}} = \frac{885114206}{220 - 106.9} = 9508603.5 \text{ мм}^3.$

						Атестаційна робота магістра	Арк
							31
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

2.5. Втрати попереднього напружень арматури

Максимальні напруження, що виникають у напруженій арматурі при натягуванні, призначають меншим із двох значень[13]:

$$\sigma_{p,max} = 0,8 \cdot f_{pk} \text{ або } \sigma_{p,max} = 0,9 \cdot f_{p0,1k}$$

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8 \cdot 630; 0,9 \cdot 575\} = \min\{504; 517,5\} = 504 \text{ МПа.}$$

Напруження, які передаються на конструкцію після перших (миттєвих) втрат, не повинні перевищувати меншого із двох значень:

$$\sigma_{pm0}(x) = 0,75 \cdot f_{pk} \text{ або } \sigma_{pm0}(x) = 0,85 \cdot f_{p0,1k}$$

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{0,75 \cdot 630; 0,85 \cdot 575\} = \min\{472,5; 488,75\} = 472,5 \text{ МПа.}$$

В усіх випадках, для любого класу арматури, значення напружень при натягуванні σ_p приймають:

$$0,3 f_{p0,1k} \leq \sigma_p \leq \sigma_{p,max} ,$$

$$0,3 \cdot 575 = 172,5 \text{ МПа} \leq \sigma_p \leq 504 \text{ МПа.}$$

Призначаємо напруження при натягуванні арматури $\sigma_p = 470 \text{ МПа}$.

2.5.1. Миттєві втрати попереднього напруження

Втрати від релаксації напружень в арматурі ΔP_r для арматури класу А600С:

$$\Delta P_r = 0,03 A_{sp} \sigma_p = 0,03 \cdot 616 \cdot 470 = 8685,6 \text{ Н}$$

Втрати від теплової обробки збірних залізобетонних плит $\Delta P_\theta = 0$, від деформацій сталевих форм (упорів) при неодноразовому натягуванні арматури на форму $\Delta P_3 = 0$, втрати внаслідок тертя в арматурі, що напружується на бетон $\Delta P_\mu(x) = 0$, втрати в анкерах ΔP_4 дорівнюють нулю при електротермічному методі. [13]

Втрати зусилля в арматурі через миттєву деформації бетону ΔP_{el} можуть прийматись як середні втрати у кожній арматурі:

$$\Delta P_{el} = A_{sp} E_p \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right];$$

						Атестаційна робота магістра	Арк
							32
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

$$\Delta P_{el} = 616 \cdot 190000 \sum \left[\frac{0.5 \cdot 2.73}{27000} \right] = 5917H$$

де $\Delta \sigma_c(t)$ - зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладеного в момент часу t ;

$j = (n-1)/2n$, де n - кількість успішно напружених ідентичних пучків.

$E_{cm}(t)$ - зміна модуля пружності з часом.

Зусилля попереднього напруження зі врахуванням миттєвих втрат

$$\begin{aligned} P_{0,c} &= \sigma_p A_{sp} - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_3 - \Delta P_\mu(x) - \Delta P_4 = \\ &= 470 \cdot 616 - 8685.6 - 0 - 0 - 0 - 0 = 280834.4 H. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_c(t) &= \frac{P_{0,c}}{A_{red}} + \frac{P_{0,c} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} = \\ &= \frac{280834.4}{142997.5} + \frac{280834.4 \cdot 81.2 \cdot 106.9}{885114206} = 4.7 \text{ МПа} \end{aligned}$$

де $z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 109.2 - 28 = 81.2$ мм.

2.5.2. Сила попереднього напруження

Абсолютна величина $P_{m,t}(x)$ враховує всі втрати.

Величину початкової сили напруження арматури $P_{m,0}(x)$ (в момент часу $t = t_0$), прикладеної до бетону відразу після натягу і анкерування (натягування на бетон) або передачі попереднього напруження (натягування на упори), отримуємо відніманням від сили натягу P_{max} миттєвих втрат і вона не повинна перевищувати величини [13]

$$P_{m,0}(x) = A_{sp} \sigma_{pm0}(x) = 616 \cdot 472.5 = 291060H$$

де $\sigma_{pm0}(x) = \min\{0,75 \cdot 630; 0,85 \cdot 575\} = \min\{472.5; 488.75\} = 472.5$ МПа.

Зусилля попереднього напруження $P_{m,0}$ зі врахуванням миттєвих втрат, що діє безпосередньо після передачі попереднього обтиску на конструкцію, повинно бути не більш $P_{m,0}(x)$:

$$P_{m,0} = P_{0,c} - \Delta P_{el}; P_{m,0} \leq P_{m,0}(x).$$

$$P_{m,0} = 280834.4 - 5917 = 274917.4H < P_{m,0}(x) = 291060H$$

тобто умова виконується.

						Атестаційна робота магістра	Арк
							33
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

2.5.3. Обмеження напружень у бетоні

Максимальні стискаючі напруження у бетоні в момент обтиску:

$$\sigma_c = \frac{P_{m,0}}{A_{red}} + \frac{P_{m,0} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} =$$

$$= \frac{274917.4}{142997.5} + \frac{274917.4 \cdot 81.2 \cdot 106.9}{885114206} = 4.6 \text{ МПа}$$

$$\sigma_c = 4.6 \text{ МПа} \leq 0.6 f_{ck(t)} = 0.6 \cdot 15 = 9 \text{ МПа} \text{ — умова виконується.}$$

2.5.4. Залежні від часу втрати попереднього напруження

Спрощений метод визначення втрат, що залежать від часу, [13] на відстані x при дії постійних навантажень представлений виразом

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = A_{sp} \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_{sp} \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_{sp}}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]} =$$

$$= 616 \frac{0.0003277 \cdot 190000 + 0.8 \cdot 48.2 + \frac{190000}{27000} \cdot 3 \cdot 7.4}{1 + \frac{190000 \cdot 616}{27000 \cdot 138030} \left(1 + \frac{138030}{852228082} 81.2^2 \right) [1 + 0.8 \cdot 3]} = 24834.98 \text{ Н}$$

$\sigma_{c,QP}$ - напруження у бетоні, прилеглому до арматури, внаслідок дії власної ваги, попереднього напруження та інших відповідних квазіпостійних впливів.

$$\sigma_{c,QP} = \frac{M_{Ed,l} z_{cp}}{I_c} + \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} z_{cp}^2}{I_c};$$

$$\sigma_{c,QP} = \frac{32.8 \cdot 10^6 \cdot 81.2}{852228082} + \frac{274917.4}{138030} + \frac{274917.4 \cdot 81.2^2}{852228082} = 7.4 \text{ МПа};$$

$$\text{де } M_{Ed,l} = \frac{8.45 \cdot 5.56^2}{8} = 32.8 \cdot 10^6 \text{ Нмм};$$

Значення загальної деформації усадки ε_{cs} визначається як:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.0003169 + 10.81 \cdot 10^{-6} = 0.0003277,$$

де $\Delta \sigma_{pr}$ - абсолютне значення втрат від релаксації попереднього напруження;

σ_{pi} - при напруженні на упори – абсолютна величина початкових попередніх напружень $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}(x) = 472.5 \text{ МПа};$

						Атестаційна робота магістра	Арк
							34
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

t - час після напруження, год (500000 год, тобто близько 57 років);

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$, де $f_{pk} = 630$ МПа - характеристичне значення міцності на розтяг напруженої арматури: $\mu = 472.5 / 630 = 0.75$.

Тоді $\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0.102 = 472.5 \cdot 0.102 = 48.2$ МПа.

Середнє значення сили напруження $P_{m,t}(x)$ у момент часу $t > t_0$ (з врахуванням усіх втрат)

$$P_{m,t}(x) = P_{m,0} - \Delta P_{c+s+r} = 274.91 - 24.83 = 250 \text{ кН}$$

Величина $P_{m,t}(x)$ повинна відповідати двом наступним умовам:

$$P_{m,t}(x) = 250 \text{ кН} \leq 0.65 f_{pk} A_{sp} = 0.65 \cdot 630 \cdot 616 \cdot 10^{-3} = 252 \text{ кН}$$

$$P_{m,t}(x) = 250 \text{ кН} \leq P_{m,0}(x) - 100 A_{sp} = 291 - 100 \cdot 616 \cdot 10^{-3} = 290.9 \text{ кН}$$

Умови виконуються.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							35
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

2.6. Розрахунок багатопустотної плити на утворення тріщин

Розраховуємо коефіцієнти зазначеного квадратного рівняння:

$$p = \frac{2(b_{eff} - b_w)h_{eff} + 1.5b_w h + (b_{ef} - b_w)h_{ef} + 2A_{sp}E_p / E_{ck}}{0.25b_w} =$$

$$= \frac{2(1160 - 300)41.16 + 1.5 \cdot 300 \cdot 220 + (1190 - 300)41.16 + 2 \cdot 616 \cdot 190000/23000}{0.25 \cdot 300} =$$

$$= 2065.6 \text{ мм};$$

$$q = \frac{(b_{eff} - b_w)h_{eff}^2 + 0.75b_w h^2 + (b_{ef} - b_w)h \cdot h_{eff} + 2A_{sp}(h - c_p)E_p / E_{ck}}{0.25b_w} =$$

$$= \frac{860 \cdot 41.16^2 + 0.75 \cdot 300 \cdot 220^2 + 890 \cdot 220 \cdot 41.16 + 2 \cdot 616 \cdot (220 - 28)190000/23000}{0.25 \cdot 300} =$$

$$= 298135.4 \text{ мм}^2;$$

Тоді висота стиснутої зони бетону буде:

$$X = -1032.8 + \sqrt{1032.8^2 + 298135.4} = 135.4 \text{ мм}$$

Знаходимо напруження в стиснутому бетоні та в напруженій арматурі.

Напруження у верхніх стиснутих волокнах бетону:

$$\sigma_{c(1)} = \varepsilon_{c(1)}E_{ck} = \frac{2 \cdot f_{ctm}X \cdot E_{ck}}{E_{ck}(h - X)} = \frac{2 \cdot 1.9 \cdot 135.4}{220 - 135.4} = 6.09 \text{ МПа.}$$

Напруження стиску в бетоні на рівні нижньої грані верхньої полиці:

$$\sigma_{cf} = \varepsilon_{cf}E_{ck} = \frac{2 \cdot f_{ctm}(X - h_{eff}) \cdot E_{ck}}{E_{ck}(h - X)} = \frac{2 \cdot 1.9 \cdot (135.4 - 41.16)}{220 - 135.4} = 4.23 \text{ МПа.}$$

Напруження у попередньо напруженій арматурі:

$$\sigma_{sp} = \frac{2 \cdot f_{ctm}(h - X - c_p) \cdot E_p}{E_{ck}(h - X)} = \frac{2 \cdot 1.9 \cdot (220 - 135.4 - 28)190000}{23000(220 - 135.4)} =$$

$$= 21 \text{ МПа}$$

Знаходимо несучу здатність перерізу в момент появи першої тріщини:

$$M_{Rk} = 0.5b_w X \sigma_{c(1)} (h - y_{0,red} - X/3) + b_{eff} h_{eff} \sigma_{cf} (h - y_{0,red} - 0.5h_{eff}) +$$

$$+ b_{eff} h_{eff} (\sigma_{c(1)} - \sigma_{cf}) (h - y_{0,red} - h_{eff}/3) + A_{sp} \sigma_{sp} (y_{0,red} - c_p) +$$

$$+ 0.5 f_{ctm} (1 + k_t) (h - X) b_w [y_{0,red} - \beta_t (h - X)] + f_{ctm} (b_{ef} - b_w) h_{ef} (y_{0,red} - h_{ef}/2) =$$

$$= 0.5 \cdot 300 \cdot 135.4 \cdot 6.09 \left(220 - 106.9 - \frac{135.4}{3} \right) + 1160 \cdot 41.16 \cdot 4.23$$

						Атестаційна робота магістра	Арк
							36
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

$$\begin{aligned} & \left(220 - 106.9 - \frac{41.16}{2}\right) + 1160 \cdot 41.16 \cdot (6.09 - 4.23) \left(220 - 106.9 - \frac{41.16}{3}\right) \\ & + 616 \cdot 21(106.9 - 28) + 0.5 \cdot 1.9 \cdot 1.5(220 - 135.4) \cdot 300 \\ & \cdot [106.9 - 0.3889(220 - 135.4)] + 1.9 \cdot 840 \cdot 41.16 \cdot \left(106.9 - \frac{41.16}{2}\right) = \\ & = 44.65 \text{кНм} \end{aligned}$$

Момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = M_{Rk} + P_{m,t}(x)z_{cp} = 44.65 + 250 \cdot 0.0812 = 66.95 \text{кНм}$$

Перевіряємо тріщиностійкість:

$$M_{Ek} = 40,82 \text{кНм} < M_{crc} = 66.95 \text{кНм}$$

Умова виконується, тріщини від зовнішнього навантаження не утворюються.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							37
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

2.7. Розрахунок прогину плити без тріщин

При дії згинаючого моменту $M_{Ek} = 40,82 \text{ кНм} < M_{crc} = 66.95 \text{ кНм}$ в середній частині прольоту плити тріщини не утворюються. Ефективний модуль пружності бетону класу С 16/20 $E_{c,eff}$ при граничному коефіцієнті повзучості $\varphi(\infty, t_0) = 3.0$ буде [8]:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \frac{27 \cdot 10^3}{1 + 3.0} = 6750 \text{ МПа.}$$

Прогин в середині прольоту плити без тріщин може бути визначений за формулою:

$$f = \alpha_k \frac{M_{Ek} l_0^2}{E_{c,eff} I_{red}} - \alpha_p \frac{P_{m,t}(x) z_{cp} l_0^2}{E_{c,eff} I_{red}} =$$
$$= \frac{5 \cdot 40,83 \cdot 10^6 \cdot 5560^2}{48 \cdot 6750 \cdot 885114206} - \frac{250082.4 \cdot 81.2 \cdot 5560^2}{8 \cdot 6750 \cdot 885114206} = 10.03 \text{ мм}$$

Оскільки $f = 10.03 \text{ мм} < [f] = 5560/250 = 22.24 \text{ мм}$, то фактичний прогин плити без тріщин значно менше граничного значення.

						Атестаційна робота магістра	Арк
							38
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

2.8. Визначення навантажень на простінок першого поверху

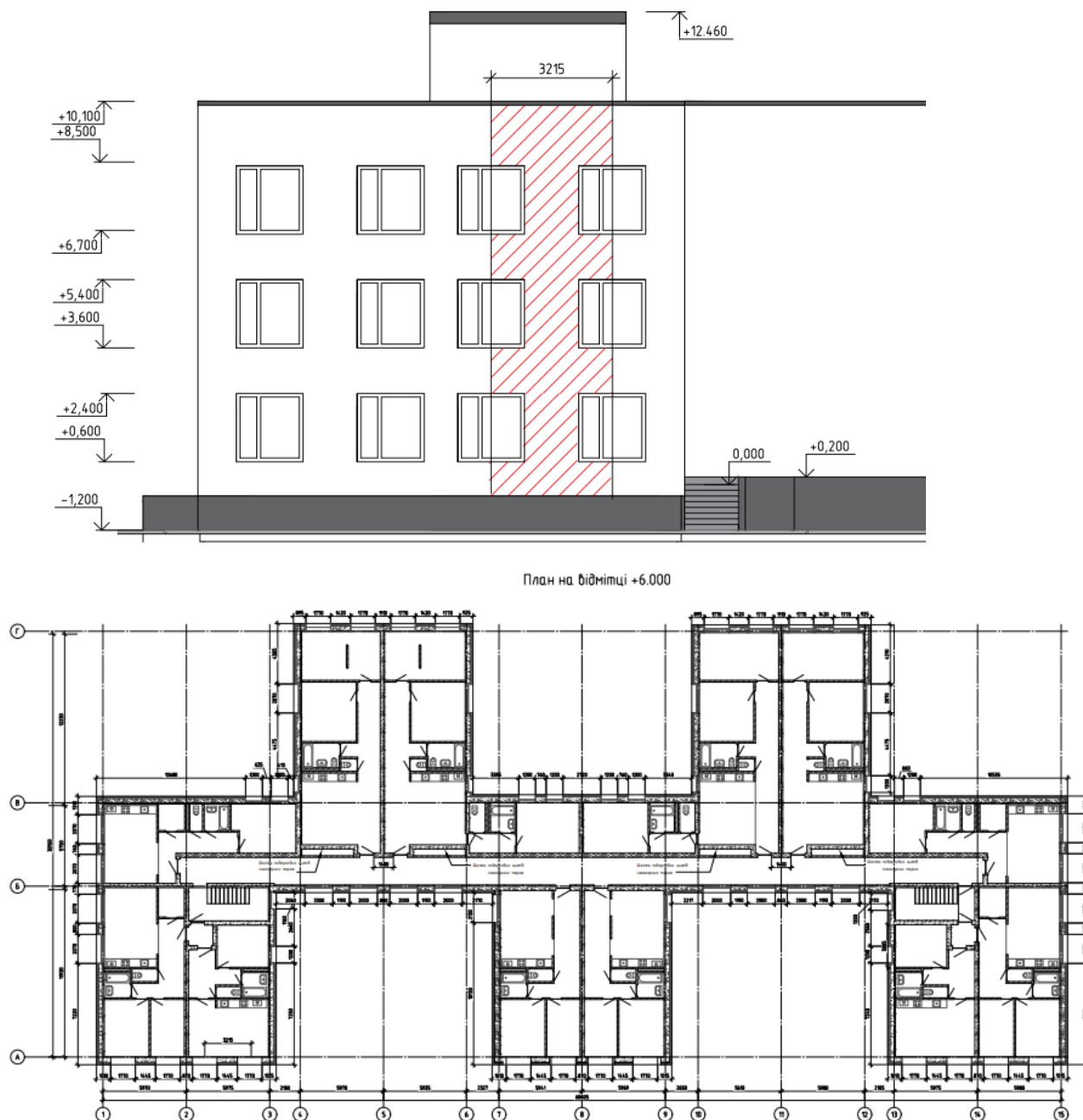


Рис.2.3. Фасад і план будівлі

Вантажна площа перекриття, з якої збирається навантаження на простінок:

$$A_B = \frac{l_1 \cdot (l - t)}{2} = \frac{5,97 \cdot (12 - 0,25)}{2} = 35,25 \text{ м}^2$$

Розрахункова сила тиску на простінок від одного міжповерхового перекриття:

$$N_{\text{перек}} = (g + \vartheta)A_B = (7,83 + 1,44) \cdot 35,25 = 325,4 \text{ кН}$$

Те ж саме, від горищного покриття:

$$N_{\text{покр}} = (g_{\text{пок}} + \vartheta)A_B = (7,6 + 1,46) \cdot 35,25 = 319 \text{ кН}$$

						Атестаційна робота магістра	Арк
							39
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

Те ж саме. від ваги верхніх ярусів стіни

$$N_{\text{стіни}} = 9.81 \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{fm} (n - 1) (H \cdot l_1 - H_{\text{вік}} \cdot l_{\text{вік}}) \cdot h \cdot \rho = \\ = 9.81 \cdot 1.05 \cdot 1.1 (2 - 1) (3 \cdot 6 - 1.46 \cdot 2.07) \cdot 0.51 \cdot 1600 = 138.48 \text{ кН}$$

Сумарна розрахункова сила тиску на простінок першого поверху від верхніх ярусів стіни, горищного покриття і верхніх міжповерхових перекриттів (крім перекриття над першим поверхом):

$$N_B = N_{\text{стіни}} + N_{\text{покр}} = 138.48 + 319 = 457.5 \text{ кН}$$

Сила N_B прикладається у центрі ваги перерізу простінка суміжного верхнього поверху, а сила $N_{1\text{перек}}$ з ексцентриситетом e_{01} дивись.

Глибина опори ригеля з розрахунку монолітного перекриття $c = 0.38$ м.

Ексцентриситет сили $N_{1\text{перек}}$ відносно центру ваги перерізу простінка

$$e_{01} = \frac{h}{2} - \frac{c}{3} = \frac{510}{2} - \frac{380}{3} = 128.35 \text{ мм}$$

Відстань від внутрішньої грані стіни до опорної реакції $N_{1\text{перек}}$

$$c_r = \frac{h}{2} - e_{01} = \frac{510}{2} - 128.35 = 126.65 \text{ мм}$$

На основі закономірностей локального стиску кам'яної кладки, відстань від внутрішньої грані стіни до опорної реакції $N_{1\text{перек}}$ повинна бути не більш 70 мм.

Тобто $c_r \leq 70$ мм.

$$e_{01} = \frac{h}{2} - c_r = \frac{510}{2} - 70 = 185 \text{ мм}$$

Зосереджений згинальний момент на рівні верхньої опори простінка

$$M_0 = N_{1\text{перек}} \cdot e_{01} = 325.4 \cdot 0.185 = 60.19 \text{ кНм}$$

Сумарна сила стиску простінка на рівні верхньої опори

$$N_0 = N_B + N_{1\text{перек}} = 457.5 + 325.4 = 782.85 \text{ кН}$$

Поперечними силами у перерізах кам'яних простінків нехтуємо.

Зусилля від вітрового навантаження не враховуємо.

Розрахунок простінка на несучу здатність при дії вертикальних навантажень.

Для розрахункового перерізу простінка визначаємо величини внутрішніх

						Атестаційна робота магістра	Арк
							40
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

зусиль. Згинальний момент

$$M_{Ed} = M_0 \cdot \frac{2}{3} = 60.19 \cdot \frac{2}{3} = 40.13 \text{кНм}$$

Стискуюча сила знаходиться з урахуванням власної ваги верхньої частини простінка

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_0 + (9.81 \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{fm} ((H - H_{\text{вік}})/2 \cdot l_1) \cdot h \cdot \rho = \\ &= 782.85 + \left(\left(9.81 \cdot 1.05 \cdot 1.1 \left(\frac{(3 - 1.46)}{2} \cdot 6 \right) \cdot 0.51 \cdot 1600 \right) \right) = 825.57 \text{кН} \end{aligned}$$

Таким чином погонне навантаження на простінок на рівні двох третин висоти буде

$$N_{EdL} = \frac{N_{Ed}}{b_{\text{пр}}} = \frac{825.57}{1.45} = 569.4 \text{кН}$$

У граничному стані при втраті несучої здатності розрахункова величина вертикального навантаження N_{Ed} , прикладеного до неармованого простінку, повинна бути меншою або дорівнювати розрахунковій величині вертикальної міцності одношарової стіни N_{Rd} .

$$N_{EdL} \leq N_{Rd}.$$

Розрахункова величина несучої здатності при вертикальному навантаженні одношарової стіни:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$$

$\Phi = \Phi_m$ – коефіцієнт зменшення несучої здатності для перерізу який знаходиться для середній частини по висоті елемента.

t – товщина стіни.

f_d – розрахункова міцність кладки на стиск.

Обчислення коефіцієнту зменшення несучої здатності перерізу – Φ

У випадку стіни не підсиленої пілястрами ефективну товщину стіни приймаємо рівній товщині стіни, отже $t_{ef} = t = 510 \text{мм}$

e_{init} – випадковий ексцентриситет

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2025}{450} = 4.5 \text{мм}$$

						Атестаційна робота магістра	Арк
							41
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

h_{ef} – вільна висота стіни

$$h_{ef} = p_n \cdot h = 0.75 \cdot 2700 = 2025 \text{ мм}$$

h – висота стіни одного поверху у світлі (приймаємо висоту стіни яка дорівнює відстані від верху залізобетонної плити надпідвального перекриття до нижньої грані головної балки перекриття над першим поверхом)

Потрібно враховувати, що гнучкість λ не може перевищувати величини 27.

$$\lambda = h_{ef} / t_{ef} \leq 27$$

$$\lambda = \frac{2025}{510} = 3,9 \leq 27$$

Умова виконується, продовжуємо розрахунок.

$$e_m = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot 1000 + 0 + e_{init} = \frac{40,12}{825,57} \cdot 1000 + 0 + 4.5 = 53,1 \text{ мм}$$

Знаходимо ексцентриситет, внаслідок повзучості e_k за рівнянням

$$e_k = 0.02 \cdot \varphi_x (h_{ef} / t_{ef}) \sqrt{t \cdot e_m}$$

де φ_x – коефіцієнт граничної повзучості, котрий визначається відповідно таблиці 2.3.

$$e_k = 0.02 \cdot 1 \left(\frac{2025}{510} \right) \sqrt{510 \cdot 53,1} = 13,07 \text{ мм}$$

Повний (загальний) ексцентриситет

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0.05 t_{ef}$$

$$e_{mk} = 53,1 + 13,07 = 66,17 \text{ мм} \geq 0.05 \cdot 510 = 25.5 \text{ мм}$$

$$A_m = 1 - 2(e_{mk}/t) = 1 - 2(66,17/510) = 0.74$$

Була прийнята кладка із керамічної цегли М100 на складному цементно-вапняному розчині М50 Пружна характеристика кладки $\alpha = 550$.

Характеристична міцність кладки на стиск

$$f_k = f_d \cdot \gamma_M = 1.5 \cdot 10^3 \cdot 2 = 3 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$$

де: $f_d = 1.5 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$ - розрахунковий опір кладки на стиск

$\gamma_M = 2$ - коефіцієнт надійності за матеріалами/

Короткочасний січний модуль пружності кам'яної кладки

$$E = \alpha \cdot f_k = 550 \cdot 3 \cdot 10^3 = 1650000 \text{ МПа}$$

						Атестаційна робота магістра	Арк
							42
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

Гнучкість елемента кам'яної кладки

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2025}{510} \sqrt{\frac{3 \cdot 10^3}{1650000}} = 0.16$$

$$u = \frac{\lambda - 0.063}{0.73 - 1.14 e_{mk}/t} = \frac{0.16 - 0.063}{0.73 - 1.14 \cdot 66,17/510} = 0.011$$

коефіцієнт врахування гнучкості і ексцентриситету

$$\Phi_m = A_m \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0.74 \cdot 2.72^{-\frac{0.011^2}{2}} = 0.73$$

Розрахункова величина несучої здатності при вертикальному навантаженні одношарової стіни.

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d = 0.73 \cdot 0.51 \cdot 1.5 \cdot 10^3 = 560,13 \text{кН}$$

$$N_{EdL} = 569.4 \text{кН} \leq N_{Rd} = 547,2 \text{кН}$$

Висновок: умова несучої здатності кам'яного простінка не задовольняється.

						Атестаційна робота магістра	Арк
							43
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

2.9. Визначення навантажень на простінок першого поверху після надбудови 3-го поверху

Вантажна площа перекриття, з якої збирається навантаження на простінок:

$$A_B = \frac{l_1 \cdot (l - t)}{2} = \frac{6 \cdot (12 - 0.25)}{2} = 35.25 \text{ м}^2$$

Розрахункова сила тиску на простінок від одного міжповерхового перекриття:

$$N_{\text{перек}} = (g + \vartheta)A_B = (7.83 + 1.44) \cdot 35.25 = 325.4 \text{ кН}$$

Те ж саме, від горизонтального покриття:

$$N_{\text{пок}} = (g_{\text{пок}} + \vartheta)A_B = (7.6 + 1.46) \cdot 35.25 = 319 \text{ кН}$$

Те ж саме, від ваги верхніх ярусів стіни

$$\begin{aligned} N_{\text{стін}} &= 9.81 \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{fm} (n - 1) (H \cdot l_1 - H_{\text{вік}} \cdot l_{\text{вік}}) \cdot h \cdot \rho = \\ &= 9.81 \cdot 1.05 \cdot 1.1 (3 - 1) (3 \cdot 6 - 1.46 \cdot 2.07) \cdot 0.51 \cdot 1600 = 276.96 \text{ кН} \end{aligned}$$

Сумарна розрахункова сила тиску на простінок першого поверху:

$$\begin{aligned} N_B &= N_{\text{стін}} + N_{\text{пок}} + (n - 2)N_{\text{перек}} = 138.48 + 276.96 + (3 - 2)325.4 = \\ &= 921.31 \text{ кН} \end{aligned}$$

Глибина опори ригеля з розрахунку монолітного перекриття $c = 0.38 \text{ м}$.

$$e_{01} = \frac{h}{2} - \frac{c}{3} = \frac{510}{2} - \frac{380}{3} = 128.35 \text{ мм}$$

Відстань від внутрішньої грані стіни до опорної реакції $N_{1\text{перек}}$

$$c_r = \frac{h}{2} - e_{01} = \frac{510}{2} - 128.35 = 126.65 \text{ мм}$$

На основі закономірностей локального стиску кам'яної кладки, відстань від внутрішньої грані стіни до опорної реакції $N_{1\text{перек}}$ повинна бути не більш 70 мм. Тобто $c_r \leq 70 \text{ мм}$.

$$e_{01} = \frac{h}{2} - c_r = \frac{510}{2} - 70 = 185 \text{ мм}$$

Зосереджений згинальний момент на рівні верхньої опори простінка

$$M_0 = N_{1\text{перек}} \cdot e_{01} = 325.4 \cdot 0.185 = 60.19 \text{ кНм}$$

Сумарна сила стиску простінка на рівні верхньої опори

$$N_0 = N_B + N_{1\text{перек}} = 921.3 + 325.4 = 1246.7 \text{ кН}$$

						Атестаційна робота магістра	Арк
							44
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

Для розрахункового перерізу простінка визначаємо величини внутрішніх зусиль. Згинальний момент

$$M_{Ed} = M_0 \cdot \frac{2}{3} = 60.19 \cdot \frac{2}{3} = 40.13 \text{кНм}$$

Стискуюча сила знаходиться з урахуванням власної ваги верхньої частини простінка

$$N_{Ed} = N_0 + (9.81 \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{fm} \cdot ((H - H_{\text{вік}}) / 2 \cdot l_1) \cdot h \cdot \rho =$$

$$= 1246.7 + \left(\left(9.81 \cdot 1.05 \cdot 1.1 \left(\frac{(3 - 1.46)}{2} \cdot 6 \right) \cdot 0.51 \cdot 1600 \right) \right) = 1289.4 \text{кН}$$

Таким чином погонне навантаження на простінок на рівні двох третин висоти буде

$$N_{EdL} = \frac{N_{Ed}}{b_{\text{пр}}} = \frac{1289.4}{1.45} = 889,3 \text{кН}$$

Розрахункова величина несучої здатності при вертикальному навантаженні одношарової стіни:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$$

Обчислення коефіцієнту зменшення несучої здатності перерізу – Φ

У випадку стіни не підсиленої пілястрами ефективну товщину стіни приймаємо рівній товщині стіни, отже $t_{ef} = t = 510 \text{мм}$

e_{init} – випадковий ексцентриситет

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2025}{450} = 4.5 \text{мм}$$

h_{ef} – вільна висота стіни

$$h_{ef} = p_n \cdot h = 0.75 \cdot 2700 = 2025 \text{мм}$$

Потрібно враховувати, що гнучкість λ не може перевищувати величини 27.

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2025}{510} = 3,9 \leq 27$$

Умова виконується, продовжуємо розрахунок.

$$e_m = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot 1000 + 0 + e_{init} = \frac{40,12}{1289,4} \cdot 1000 + 0 + 4.5 = 35.62 \text{мм}$$

Знаходимо ексцентриситет, внаслідок повзучості e_K за рівнянням

						Атестаційна робота магістра	Арк
							45
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

$$e_k = 0.02 \cdot \varphi_x(h_{ef}/t_{ef}) \sqrt{t \cdot e_m}$$

де φ_x – коефіцієнт граничної повзучості, котрий визначається відповідно таблиці 2.3.

$$e_k = 0.02 \cdot 1 \left(\frac{2025}{510} \right) \sqrt{510 \cdot 35.62} = 10.7 \text{ мм}$$

Повний (загальний) ексцентриситет

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0.05 t_{ef}$$

$$e_{mk} = 35.62 + 10.7 = 46.32 \text{ мм} \geq 0.05 \cdot 510 = 25.5 \text{ мм}$$

$$A_m = 1 - 2(e_{mk}/t) = 1 - 2(46.32/510) = 0.818$$

Була прийнята кладка із керамічної цегли М100 на складному цементно-вапняному розчині М50 Пружна характеристика кладки $\alpha = 550$. [7]

Характеристична міцність кладки на стиск

$$f_k = f_d \cdot \gamma_M = 1.5 \cdot 10^3 \cdot 2 = 3 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$$

де: $f_d = 1.5 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2$ - розрахунковий опір кладки на стиск

$\gamma_M = 2$ - коефіцієнт надійності за матеріалами/

Короткочасний січний модуль пружності кам'яної кладки

$$E = \alpha \cdot f_k = 550 \cdot 3 \cdot 10^3 = 1650000 \text{ МПа}$$

Гнучкість елемента кам'яної кладки

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = \frac{2025}{510} \sqrt{\frac{3 \cdot 10^3}{1650000}} = 0.16$$

$$u = \frac{\lambda - 0.063}{0.73 - 1.14 \frac{e_{mk}}{t}} = \frac{0.16 - 0.063}{0.73 - 1.14 \cdot 46. \frac{32}{510}} = 0.17$$

коефіцієнт врахування гнучкості і ексцентриситету

$$\Phi_m = A_m \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0.818 \cdot 2.72^{-\frac{0.17^2}{2}} = 0.806$$

Розрахункова величина несучої здатності простінка

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d = 0.806 \cdot 0.51 \cdot 1.45 \cdot 10^3 = 596 \text{ кН}$$

$$N_{EdL} = 889,3 \text{ кН} \geq N_{Rd} = 596 \text{ кН}$$

Висновок: умова несучої здатності кам'яного простінка не задовольняється.

						Атестаційна робота магістра	Арк
							46
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

2.10. Розрахунок конструкцій підсилення кладки

Конструкції підсилення прийнято в залізобетонній обоймі, попередньо запроектовано товщину бетону 7 мм, класу С12/15. [12]

Поперечне армування – $\square 6$ А240 з кроком 150 мм, повздовжню арматуру прийнято $8 \square 8$ А400С з кроком 500 мм $A_s^1 = 402 \text{ мм}^2$.

$$N \leq \Psi \cdot \varphi \left[\left(m_q \cdot m_k \cdot f_k \cdot f_d + \eta \frac{3\mu}{1 + \mu} \cdot \frac{f_{sw}}{100} \right) A + m_b \cdot f_{cb} \cdot A_b + f_{sc} \cdot A_s^1 \right]$$

Коефіцієнти ψ і η приймаються

$$\psi = 1 - \frac{2e_0}{h} = 1 - \frac{2 \cdot 0,045}{0,51} = 0,824;$$

$$\eta = 1 - \frac{4e_0}{h} = 1 - \frac{4 \cdot 0,045}{0,51} = 0,647;$$

A_b – площа перерізу бетону обойми, м^2 ;

$$A_b = (b_1 + 2a) \cdot (h_1 + 2a) = (1,45 + 2 \cdot 0,07) \cdot (0,51 + 2 \cdot 0,07) = 1,03 \text{ м}^2$$

$$A = b_1 \cdot h_1 = 1,445 \cdot 0,51 = 0,737 \text{ м}^2$$

μ – відсоток армування поперечної арматури:

$$\mu = \frac{2A_{sw} \cdot (h + b)}{h \cdot b \cdot s} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 28,3 \cdot (510 + 1450)}{510 \cdot 1450 \cdot 150} \cdot 100\% = 0,1\%$$

$$N_{EdL} = 889,3 \text{ кН} \leq 1623,8 \text{ кН}$$

$$0,824 \cdot 0,97 \left[\left(1 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 1,5 + 0,1 \frac{3 \cdot 0,1}{1 + 0,1} \cdot \frac{150}{100} \right) 0,736 + 0,35 \cdot 8,5 \cdot 0,985 + 43 \cdot 10^3 \cdot 402 \cdot 10^{-4} \right] = 1386,6 \text{ кН}$$

Висновок: умова несучої здатності кам'яного простінка після підсилення задовольнено.

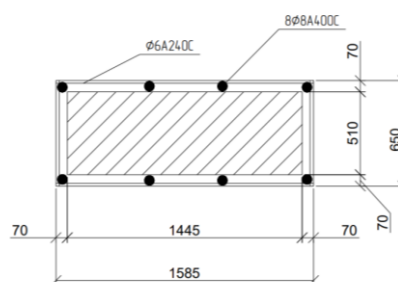


Рис.2.3. Поперечний переріз простінка

						Атестаційна робота магістра	Арк
							47
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Консультант
Студент

/ Малишев О.В /
/ Романюк М.О. /

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							48
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

3.1. Вихідні дані

1. Місце розташування будівлі: м.Кам'янець-Подільський.
2. Рельєф майданчика: рівний.
3. Рік спорудження будівлі: 1953р.
4. Висота будівлі кількість поверхів будівлі 3 поверхів.
5. Висота поверху 3000мм, з кроком 100м
6. Будівля що обстежується не має сусідніх забудов та має майданчик навколо.
7. Товщина стін = 510мм

Зведена таблиця нормативних значень фізико-механічних показників ґрунтів будівельного майданчика

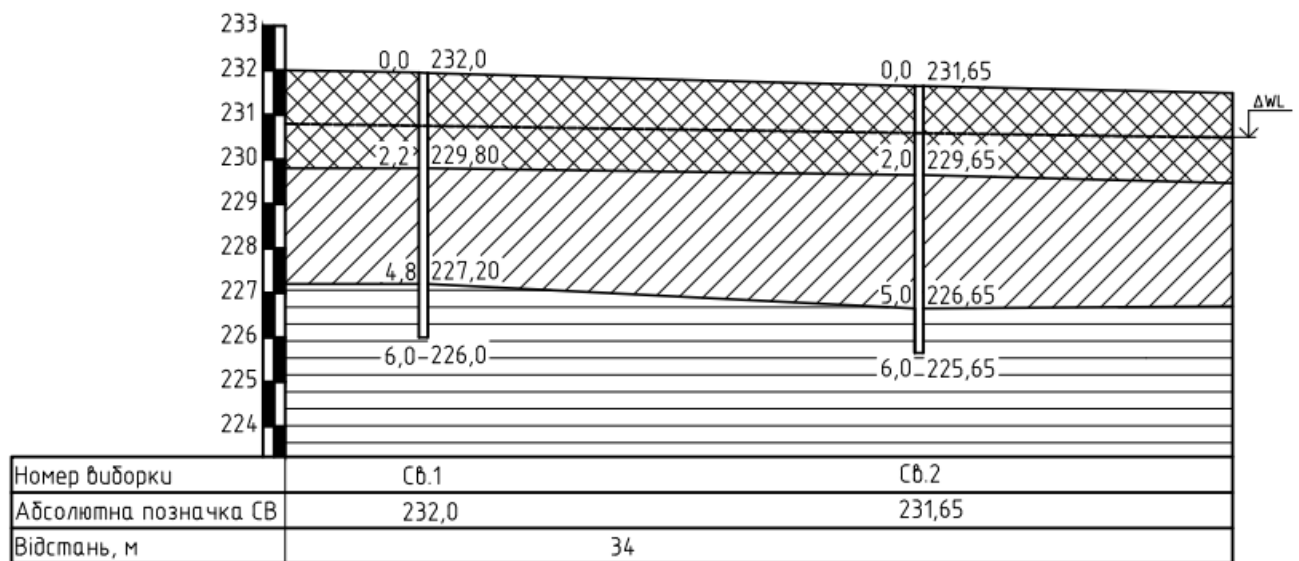
Номер ІГЕ		1	2	3
Повне найменування ґрунту		насипний	суглинок тугопластичний	глина напівтверда
Глибина залягання підшви, м		2.2	2.6	2.0
Щільність ґрунту, т/м ³ (г/см ³)	природного, ρ	1.52	1.98	1.96
	частинок, ρ_s	-	2.71	2.72
Природна вологість, W		-	0.24	0.27
Питома вага ґрунту, кН/м ³	природна, γ	14.91	19.43	19.23
	у виваженому стані, γ^I	-	-	-
Пористість, n		-	-	-
Коефіцієнт пористості, e		-	0.69	0.77
Границя	текучості, W_L	-	0.34	0.49
	пластичності, W_P	-	0.18	0.2
Число пластичності, I_P		-	0.16	0.29
Показник текучості, I_L		-	0.375	0.24
Питоме зчеплення, c_n , кПа		-	26	52.6
Кут внутрішнього тертя, φ_n , град		-	21.5	18.8
Модуль деформації, E , МПа		-	17	20.4
Розрахунковий опір, R_0 , кПа		-	223.75	302.4

						Атестаційна робота магістра	Арк
							49
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

**Величини розрахункових показників окремих ПГЕ
будівельного майданчика**

Номер ПГЕ	Для II-го граничного стану					для I-го граничного стану		
	питома вага, γ_{II} , кН/м ³	питоме зчеплення, c_{II} , кПа	кут внутр. тертя, ϕ_{II} , град	модуль деформації, E , МПа	розрахунковий опір, R_0 , кПа	питома вага, γ_I , кН/м ³	питоме зчеплення, c_I , кПа	кут внутр. тертя, ϕ_I , град
1	14.91	-	-	-	-	14.2	-	-
2	19.43	26	21.5	17	223.75	18.5	17.34	19.55
3	19.23	52.6	18.8	20.4	302.4	18.3	35.07	17.1

Інженерно-геологічний розріз



						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							50
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

3.2. Збір навантаження на фундамент

Визначення навантаження на 1 п.м. фундаменту зовнішньої стіни від існуючих поверхів. Навантаження від перекриття і покриття на 1 п.м. фундаменту:

$$A = 1 \cdot (B - 2 \cdot t_{з.с} - t_{вн.с})/4 = 1 \cdot (30 - 2 \cdot 0,51 - 0,38)/4 = 7,15 \text{ м}^2$$

Постійне навантаження:

- від покриття: $N_{\text{покp}} = P_1 \cdot A = 7,6 \cdot 7,15 = 54,34 \text{ кН}$

- від перекриття: $N_{\text{перек}} = P_2 \cdot A \cdot n = 7,83 \cdot 7,15 \cdot 2 = 112 \text{ кН}$

- від ваги стін: $N_{\text{ст}} = t_{\text{ст}} \cdot l_{\text{ст}} \cdot h_{\text{пов}} \cdot \gamma_{\text{ст}} \cdot n = 0,51 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 16 \cdot 2 = 48,96 \text{ кН}$

- від ваги фундаменту і ґрунту на уступах фундаменту:

$$N_{\text{ф}} = d \cdot l_{\text{ф}} \cdot b_{\text{ф}} \cdot \gamma_{\text{мт}} = 2,4 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 25 = 72 \text{ кН}$$

$$N_{\text{покp}} = 287,44 \text{ кН}$$

Тимчасове навантаження:

Снігове навантаження:

$$S_{\text{м}} = 1,14 \cdot 1,27 \cdot 1 = 1,45 \text{ кН/м}^2$$

$$N_{\text{сн}} = P_{\text{сн}} \cdot A = 1,45 \cdot 7,15 = 10,36 \text{ кН}$$

Корисне (від людей) навантаження :

$$N_{\text{тм}} = P_3 \cdot A = 1,44 \cdot 7,15 = 10,3 \text{ кН}$$

$$N_{\text{тим}} = 20,68 \text{ кН}$$

Сумарне діюче навантаження на будівлю:

$$\sum N_{\text{існ}} = N_{\text{покp}} + N_{\text{тим}} = 287,44 + 20,68 = 308,12 \text{ кН}$$

Визначення навантаження на 1 п.м. фундаменту зовнішньої стіни після надбудови 3 поверху

Постійне навантаження:

- від покриття: $N_{\text{покp}} = P_1 \cdot A = 7,6 \cdot 7,15 = 54,34 \text{ кН}$

- від перекриття: $N_{\text{перек}} = P_2 \cdot A \cdot n = 7,83 \cdot 7,15 \cdot 3 = 167,95 \text{ кН}$

- від ваги стін: $N_{\text{ст}} = t_{\text{ст}} \cdot l_{\text{ст}} \cdot h_{\text{нов}} \cdot \gamma_{\text{ст}} \cdot n = 0,51 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 16 \cdot 3 = 73,44 \text{ кН}$

- від ваги фундаменту і ґрунту на уступах фундаменту:

						Атестаційна робота магістра	Арк
							51
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

$$N_{\phi} = d \cdot l_{\phi} \cdot b_f \cdot \gamma_{mt} = 2.4 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 25 = 72 \text{ кН}$$

$$N_{\text{покр}} = 367.73 \text{ кН}$$

Тимчасове навантаження:

Снігове навантаження:

$$S_m = 1.14 \cdot 1.27 \cdot 1 = 1.45 \text{ кН/м}^2$$

$$N_{\text{сн}} = P_{\text{сн}} \cdot A = 1.45 \cdot 7.15 = 10.36 \text{ кН}$$

Корисне (від людей) навантаження :

$$N_{\text{тм}} = P_3 \cdot A = 1.44 \cdot 7.15 = 10.3 \text{ кН}$$

$$N_{\text{тим}} = 20.66 \text{ кН}$$

Сумарне діюче навантаження на будівлю:

$$\sum N_{\text{існ+надб}} = N_{\text{покр}} + N_{\text{тим}} = 367.73 + 20.66 = 388.4 \text{ кН}$$

Визначення додаткового навантаження надбудови:

$$\sum N_{II} = \sum N_{\text{існ+надб}} - \sum N_{\text{існ}} = 388.4 - 307.93 = 80.46 \text{ кН}$$

Визначення моменту, діючого від першого знизу перекриття:

$$M_{II} = N_{III} \cdot e_0 = 66.27 \cdot 0.21 = 13.58 \text{ кНм}$$

$$N_{III} = P_2 \cdot A + P_3 \cdot A = 7.83 \cdot 7.15 + 1.44 \cdot 7.15 = 66.28 \text{ кН}$$

$$e_0 = \frac{t_{\text{см}}}{2} - \frac{l_3}{3} = \frac{0.51}{2} - \frac{0.15}{3} = 0.21 \text{ м}$$

						Атестаційна робота магістра	Арк
							52
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

3.3. Розрахунок стрічкового фундаменту із збірних блоків для підвальної частини будинку

Визначення мінімальної глибини закладання підшоши фундаменту [15]

За геологічними умовами:

$$d = h_{cl} + 0.2 \dots 0.4 = 2.2 + 0.2 = 2.4 \text{ м}$$

де h_{cl} – товщина шару слабого ґрунта $h_{cl} = 2.2 \text{ м}$.

За кліматичними умовами. При температурі повітря в приміщеннях 20°C , маємо – $K_h = 0.5$. Тоді розрахункова глибина промерзання:

$$d_f = k_n \cdot d_{fn} = 0.5 \cdot 2.5 = 1.25 \text{ м}$$

Позначку підшоши фундаменту намічаємо на 0,2 м нижче розрахункової глибини промерзання:

$$d = d_f + 0.2 \dots 0.4 = 1.25 + 0.3 = 1.55 \text{ м}$$

Приймаємо остаточно глибину закладання підшоши фундаменту $d = 2.4 \text{ м}$.

3.3.1. Визначення розмірів підшоши фундаменту зовнішньої стіни

Підшошва фундаменту знаходиться в ІГЕ-2 (суглинок тугопластичний)

Ширина стрічкового фундаменту визначається:

$$b = \frac{\sum N_{icH}}{R - 20 \cdot d} = \frac{308.12}{223.8 - 20 \cdot 2.4} = 1.75 \text{ м}$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту [15]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + (M_q - 1)d_b \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II}]$$

$$\gamma_{II} = \gamma_{II.2} = 19.43 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}, c_{II} = c_{II.2} = 26 \text{ кПа}, \gamma_{c1} = 1.2, \gamma_{c2} = 1, \text{ при } \varphi = 21.5 \rightarrow M_y$$

$$= 0.585, M_q = 3.34, M_c = 5.94, b = 1.75 \text{ м}, d_1 = 0.5 \text{ м},$$

$$d_b = 2.5 - 0.6 = 1.9 \text{ м}.$$

$$\gamma_{II}' = \frac{\sum \gamma_{II,i} \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{14.91 \cdot 2.2 + 19.43 \cdot 0.2}{2.4} = 15.28 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1.1} [0.585 \cdot 1 \cdot 1.75 \cdot 19.43 + 3.34 \cdot 0.5 \cdot 15.28 + (3.34 - 1) \cdot 1.9 \cdot 15.28 + 5.94 \cdot 26] = 292,12 \text{ кПа}$$

Уточнення величину ширини фундаменту при $R = 292,12 \text{ кПа}$:

						Атестаційна робота магістра	Арк
							53
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

$$b_1 = \frac{\sum N_{icn}}{R - 20 \cdot d} = \frac{308.12}{292,12 - 20 \cdot 2.4} = 1,26 \text{ м}$$

Додатково уточнюємо R, підставляючи в формулу $b_1 = 1,26 \text{ м}$:

$$R_1 = \frac{1.2 \cdot 1}{1.1} [0.585 \cdot 1 \cdot 1,26 \cdot 19.43 + 3.34 \cdot 0.5 \cdot 15.28 + (3.34 - 1) \cdot 1.9 \cdot 15.28 + 5.94 \cdot 26] = 286,1 \text{ кПа}$$

Уточнення величину ширини фундаменту при $R_1 = 286,1 \text{ кПа}$:

$$b_2 = \frac{\sum N_{icn}}{R - 20 \cdot d} = \frac{308.12}{286,1 - 20 \cdot 2.4} = 1,29 \text{ м} \rightarrow$$

$$R_2 = \frac{1.2 \cdot 1}{1.1} [0.585 \cdot 1 \cdot 1,29 \cdot 19.43 + 3.34 \cdot 0.5 \cdot 15.28 + (3.34 - 1) \cdot 1.9 \cdot 15.28 + 5.94 \cdot 26] = 286,45 \text{ кПа}$$

Величина b_1 відносно b змінилась:

$$\left| \frac{b_2 - b_1}{b_2} \right| \cdot 100 = \left| \frac{1,29 - 1,27}{1,29} \right| \cdot 100 = 1.25\% < 5\%$$

Остаточне уточнення прийнято за основне $b_1 = 1,4 \text{ м}$.

Прийнято плиту ФЛ 14.24-2. Стінові блоки прийнято ФБС-24.6.6. [16].

Вертикальне навантаження на верхньому обрізі: $N'' = 307,93 \text{ кН/м}$.

Вертикальне навантаження від 4 ряди стінових фундаментних блоків:

$$N_{c.\bar{b}}'' = 4Q_{\bar{b}}/L_{\bar{b}} = 4 \cdot 19.3/2.38 = 32.44 \text{ кН/м}$$

Вертикальне навантаження фундаментної плити:

$$N_{\phi.n.}'' = Q_n/L_n = 19,3/2.38 = 8.1 \text{ кН/м}$$

Вертикальне навантаження від ґрунту на уступах фундаменту (засипки):

$$N_3'' = 1/2(b_n - b_{c.\bar{b}})(d - h_n + d_1 - h_n)\gamma_{II} = \\ = 1/2(1.4 - 0.6)(2.4 - 0.3 + 0.5 - 0.3)19.23 = 17.87 \text{ кН/м}$$

Сумарний вертикальне навантаження:

$$\sum N_I'' = N'' + N_{c.\bar{b}}'' + N_{\phi.n.}'' + N_3'' = 307.93 + 32.44 + 8.1 + 17.87 = \\ = 366.55 \text{ кН/м}$$

Середній тиск на підшві фундаменту:

						Атестаційна робота магістра	Арк
							54
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

$$\sigma_{mt} = \frac{\sum N_I''}{A} = \frac{366.55}{1.4 \cdot 1} = 261.8 \text{кПа}$$

Розрахунковий опір ґрунту при $b = 1.4\text{м}$:

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1.1} [0.585 \cdot 1 \cdot 1.4 \cdot 19.43 + 3.34 \cdot 0.5 \cdot 15.28 + (3.34 - 1) \cdot 1.9 \cdot 15.28 + 5.94 \cdot 26] = 287.8 \text{кПа}$$

Умова $\sigma_{mt} = 261.55 \text{кПа} < R = 287.8 \text{кПа}$ виконується.

Перевірка достатності розмірів фундаментів, що експлуатуються при надбудові

Сумарне навантаження на підшву фундаменту:

$$\sum N''' = \sum N_I'' + \sum N_{II}^{\text{надб}} = 366.17 + 80.46 = 446,6 \text{кН}$$

Середнє напруження на підшву фундаменту:

$$\sigma_{mt} = \frac{\sum N'''}{A_f} = \frac{446,6}{1 \cdot 1.4} = 319,33 \text{кПа}$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1.1} [0.585 \cdot 1 \cdot 1.4 \cdot 19.43 + 3.34 \cdot 0.5 \cdot 15.28 + (3.34 - 1) \cdot 1.9 \cdot 15.28 + 5.94 \cdot 26] = 287.8 \text{кПа}$$

Перевірка виконання умови:

$$\sigma_{mt} = 319,33 \text{кПа} > R = 286,5 \text{кПа}.$$

Виходячи з розрахунку, фундамент не може експлуатуватись після реконструкції, потрібно підсилювати.

Осідання

$$S = A_0 * b * \left(\frac{\sigma_{mt}}{E} \right) = 0.8 * 1,4 * \left(\frac{319,33}{17} \right) = 0.021 \text{м} = 2.1 \text{см} < S_u = 10 \text{см}.$$

Умова виконується.

						Атестаційна робота магістра	Арк 55
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

3.4. Підсилення фундаменту неглибокого закладання розширенням його подошви

Потрібна площа подошви в першому наближенні з урахуванням власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах

$$A_1 = \frac{N_1''}{R_0 - 20d'} = \frac{446.6}{223.8 - 20 \cdot 2.4} = 2,54 \text{ м}^2$$

Для стрічкового фундаменту ширина подошви $b = A = 2,6 \text{ м}$.

Уточнення розрахункового опору ґрунту з врахуванням нового розміру фундаменту:

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1.1} [0.585 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot 19.43 + 3.34 \cdot 0.5 \cdot 15.28 + (3.34 - 1) \cdot 1.9 \cdot 15.28 + 5.94 \cdot 26] = 302,7 \text{ кПа}$$

Ширина стрічкового фундаменту визначається:

$$b = \frac{\sum N_{iCH}}{R - 20 \cdot d} = \frac{446,6}{302,7 - 20 \cdot 2.4} = 1.75 \text{ м}$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту:

$$R_1 = \frac{1.2 \cdot 1}{1.1} [0.585 \cdot 1 \cdot 1.75 \cdot 19.43 + 3.34 \cdot 0.5 \cdot 15.28 + (3.34 - 1) \cdot 1.9 \cdot 15.28 + 5.94 \cdot 26] = 292,12 \text{ кПа}$$

Уточнення величину ширини фундаменту при $R = 292,12 \text{ кПа}$:

$$b_1 = \frac{\sum N_{iCH}}{R_1 - 20 \cdot d} = \frac{446,6}{292,12 - 20 \cdot 2.4} = 1.82 \text{ м}$$

Додатково уточнюємо R , підставляючи в формулу $b_1 = 1,82 \text{ м}$:

$$R_2 = \frac{1.2 \cdot 1}{1.1} [0.585 \cdot 1 \cdot 1,82 \cdot 19.43 + 3.34 \cdot 0.5 \cdot 15.28 + (3.34 - 1) \cdot 1.9 \cdot 15.28 + 5.94 \cdot 26] = 293,1 \text{ кПа}$$

Величина b_2 відносно b змінилась:

$$\left| \frac{b_2 - b_1}{b_2} \right| \cdot 100 = \left| \frac{1,82 - 1,75}{1,82} \right| \cdot 100 = 4,1\% < 5\%$$

Прийнято розмір ширини фундаменту $b = 1.90 \text{ м}$.

						Атестаційна робота магістра	Арк
							56
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

Перевірка роботи фундаменту щодо нової частини, що нарощується поза межами діючого фундаменту

$$N_{f1}' = 0.5 \cdot b \cdot 1p'_{\max} \leq kf_{ctd}bh_{01}$$

$k=0.4$ – коли поверхня бетону старого фундаменту не обробляється додатково або не з'єднується арматурою чи профільним металом.

$$p'_{\max} = \frac{N_1'}{A_1'} + \frac{M_1'}{W_1'} = \frac{536.96}{1.9} + \frac{16.3}{0.6} = 309.18 \text{кПа}$$

$$N_1' = 1.2 \cdot N_1'' = 1.2 \cdot 447.07 = 535.96 \text{кН}$$

$$M_1' = 1.2 \cdot M_1'' = 1.2 \cdot 13.58 = 16.3 \text{кНм}$$

Момент опору підсиленогострічкового фундаменту:

$$W_1' = \frac{l_1 \cdot b_1^2}{6} = \frac{1 \cdot 1.9^2}{6} = 0.6 \text{ м}^3$$

$$N_{f1}' = 0.5 \cdot 1.9 \cdot 1 \cdot 309.18 = 293.7 \text{кН}$$

$$N_{f1}' = 293.7 \text{кН} \leq kf_{ctd}bh_{01} = 0.4 \cdot 0.87 \cdot 2.6 \cdot 0.26 \cdot 10^3 = 171.9 \text{кПа}$$

Умова не виконується, тобто треба обробляти старий фундамент.

Необхідна сумарна площа поперечного перерізу арматури A_{sc} :

$$\alpha_0 = \frac{M_1'}{f_{ct}b_1h_{01}^2}$$

$$M_1' = \frac{p'_{\max}b_1(l_1 - l)}{8} = \frac{309.18 \cdot 1.9 \cdot 1}{8} = 73.4 \text{кНм}$$

$$\alpha_0 = \frac{M_1'}{f_{ct}b_1h_{01}^2} = \frac{73.4 \cdot 10^6}{11.5 \cdot 1900 \cdot 260^2} = 0.049 \rightarrow \xi = 0.975$$

$$A_{sc} = \frac{M_1'}{R_s \xi h_{01}} = \frac{73.4 \cdot 10^6}{365 \cdot 0.975 \cdot 260} = 793.62 \text{мм}^2$$

Приймаємо арматуру клас: А400С з діаметром $\varnothing 10$ мм з кроком 200 мм, 14 $\varnothing 10$

$$A_{sc} = 1020.5 \text{мм}^2 \geq 793.62 \text{мм}^2.$$

Виконуємо перевірку напружень на підшву фундаменту

$$N_{c.б}'' = 4Q_б/L_б = 4 \cdot 19.3/2.38 = 32.44 \text{кН/м.}$$

Вертикальне навантаження фундаментної плити:

$$N_{ф.п.}'' = Q_{п.}/L_{п.} = 19.3/2.38 + (0.5 \cdot 25) = 20.6 \text{кН/м.}$$

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							57
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

Вертикальне навантаження від ґрунту на уступах фундаменту (засипки):

$$N_3'' = 1/2(b_{\text{п}} - b_{\text{с.б.}})(d - h_{\text{п}} + d_1 - h_{\text{п}})\gamma_{\text{II}} = \\ = 1/2(1.9 - 0.6)(2.4 - 0.3 + 0.5 - 0.3)19.23 = 28.75 \text{ кН/м.}$$

Сумарний вертикальне навантаження:

$$\sum N_I'' = N'' + N_{\text{с.б.}}'' + N_{\text{ф.п.}}'' + N_3'' + N''_{\text{над}} = \\ = 307.93 + 32.44 + 20.6 + 28.75 + 80.46 = 470.19 \text{ кН/м}$$

$$\sigma_{\text{mt.1}} = \frac{\sum N''}{A_f} = \frac{470.19}{1.9} = 247.5 \text{ кН} \leq R = 293.1 \text{ кПа}$$

Осідання

$$S_1 = A_0 * b * \left(\frac{\sigma_{\text{mt}}}{E}\right) = 0.8 * 1.9 * \left(\frac{247.5}{17}\right) = 0.022 \text{ м} = 2.2 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см.}$$

$$\Delta S = S_1 - S = 2.1 - 2.2 = -0.1 \text{ см}$$

Осадка очікується меншою чим була до реконструкцій.

Осадка є меншою ніж допустима.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							58
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

3.5. Розрахунок осідання фундаменту внаслідок надбудови

Тиск під подошвою фундаментів після реконструкції,

$$p_0 = \frac{N_1''}{b \cdot 1 \text{ м.п.}} = \frac{447,07}{1,9 \cdot 1} = 235,07 \text{ кПа}$$

Розбиваємо ґрунтову товщу на шари по $h = 0,38 \text{ м}$.

Тиск від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = 14,91 \cdot 2,2 + 19,43 \cdot 0,2 = 36,69 \text{ кПа}$$

Додаткове напруження на подошві фундаменту по його осі:

$$\sigma_{zp,0} = \sigma_{mt} - \sigma_{zg,0} = 235,07 - 36,69 = 198,31 \text{ кПа}$$

Після того, як встановлена нижня границя стисливої зони – на глибині 9,2 м від подошви фундаменту [15]:

$0,2 \cdot 168,43 = 34,70 \text{ кПа} \approx 33,9 \text{ кПа}$ - різниця $0,8 \text{ кПа} < 1 \text{ кПа}$. Тому розрахунок по глибині після точки № 18 припиняємо, так як тут різниця по даній умові знову наростає.

Розрахункова величина осідання основи не перевищує граничного осідання $S = 2,6 \text{ см} < Su = 10 \text{ см}$.

Номер розрахункової точки	Глибина точки від подошви фундаменту	Відносне заглиблення ξ	Коефіцієнт α	Напруження в ґрунті. кПа			Товщина розрахункового шару	Модуль деформації E, МПа	Осідання ΔS см	Номер розрахункової точки	Заглиблення від поверхні, м
				σ_{zg}	σ_{zp}	$\sigma_{zp,mt}$					
0	-	0	1,00	36,69	198,31	196,03	38	17000	0,35	2	2,4
1	0,38	0,4	0,98	44,07	193,75	184,23	38	17000	0,33	2	2,7
2	0,76	0,8	0,88	51,46	174,71	162,22	38	17000	0,29	2	3,1
3	1,14	1,2	0,76	58,84	149,73	138,52	38	17000	0,25	2	3,5
4	1,52	1,6	0,64	66,22	127,32	118,19	38	17000	0,21	2	3,9
5	1,90	2	0,55	73,61	109,07	101,83	38	17000	0,18	2	4,3

						Атестаційна робота магістра					Арк
											59
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата						

6	2,28	2,4	0,48	80,60	94,59						4,6
						88,94	38	17000	0,16	2	
7	2,66	2,8	0,42	87,92	83,29						5,0
						78,73	38	20400	0,12	3	
8	3,04	3,2	0,37	95,24	74,17						5,4
						70,50	38	20400	0,11	3	
9	3,42	3,6	0,34	102,56	66,83						5,8
						63,76	38	20400	0,10	3	
10	3,80	4	0,31	109,88	60,68						6,2
						58,11	38	20400	0,09	3	
11	4,18	4,4	0,28	117,20	55,53						6,5
						53,35	38	20400	0,08	3	
12	4,56	4,8	0,258	124,52	51,16						6,9
						49,28	38	20400	0,07	3	
13	4,94	5,2	0,239	131,83	47,40						7,3
						45,81	38	20400	0,07	3	
14	5,32	5,6	0,223	139,15	44,22						7,7
						42,74	38	20400	0,06	3	
15	5,70	6	0,208	146,47	41,25						8,1
						40,06	38	20400	0,06	3	
16	6,08	6,4	0,196	153,79	38,87						8,4
						37,78	38	20400	0,06	3	
17	6,46	6,8	0,185	161,11	36,69						8,8
						35,70	38	20400	0,05	3	
18	6,84	7,2	0,175	168,43	34,70						9,2
						Осідання			2,6		

3.6. Розрахунок армування банкетів

Для передачі навантаження від існуючого фундаменту до елементів підсилення фундаменту використовують поперечні робочі стержні в рівні подошви і в рівні верху фундаментної плити і поздовжні стержні.

Розрахункове значення тиску під подошвою фундаменту

$$p_g = \frac{1.32 \cdot N_n''}{b \cdot 1 \text{ м. п.}} = \frac{1.32 \cdot 447.07}{1,9} = 310,3 \text{ кПа}$$

Згинальний момент у перерізі у грані стіни для консольного виступу довжиною $(b - b_{\text{ст}})/2$ буде найбільшим

$$M = p_g (b - b_{\text{ст}})^2 / 8 = 310,3 (1,9 - 0,3)^2 / 8 = 99,3 \text{ (кНм)}.$$

Робочі стержні прийнято з арматуру класу А400С.

Площа перерізу арматури на фундаментну плиту довжиною 2,4 м, для елементу, з поодинокую арматурою при висоті плити 300 мм

$$A_s = M / 0,9 h_0 R_s = 99,3 \cdot 2,4 / (0,9 \cdot 0,265 \cdot 365 \cdot 10^3) = 27,37 \text{ см}^2.$$

Загальна площа робочої арматури у фундаментній плиті ФЛ 14.24-2 згідно з ГОСТ 13580-85 складає 24 Ø10 А400С $A_s = 19,4 \text{ см}^2$ [16]. Отже, при

						Атестаційна робота магістра				Арк
										60
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата					

висоті плити фундаменту 300 мм її армування недостатнє. Збільшимо товщину плити до 500 мм, тоді:

$$A_s = M/0,9h_0R_s = 99,3 \cdot 2,4/(0,9 \cdot 0,465 \cdot 365 \cdot 10^3) = 19,5 \text{ см}^2 \leq A_s \\ = 15,6 \text{ см}^2$$

Прийнято поперечною робочою арматурою банкетів Ø10 А400С з кроком 100 мм, що нарощується за допомогою зварювання до робочої арматури збірної фундаментної плити. Верхню поперечну арматуру і поздовжню арматуру банкетів приймаємо конструктивно Ø10 А400С.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							61
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

**ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ
БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА**

Консультант

/ доц. Чебанов Л.С. /

Студент

/ Романюк М.О. /

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	<i>Арк</i>
							62
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

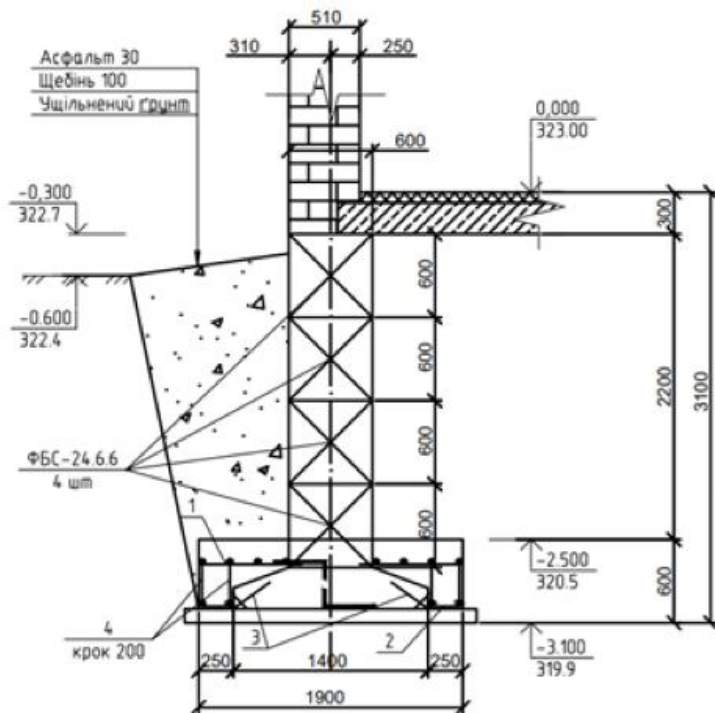


Рис.4.2. Конструкція підсилення фундаменту

4.1.2. Характеристика умов виконання робіт

Будівля, яка підлягає реконструкції не експлуатується.

Технічний стан будівельних конструкцій – задовільний. В період виконання робіт постійні мережі не відключені. Забезпечення будівельного майданчика електроенергією та водою здійснюється від існуючих постійних мереж.[18]/

4.1.3. Вибір методу технології виконання робіт

Підготовчий період включає у себе порядок наступних робіт, такі як: улаштування огороження будівельного майданчику, встановлення тимчасових доріг, внутрішніх під'їздів, складських та адміністративних споруд, тимчасового водопостачання та енергопостачання.

Роботи основного періоду технологічний процес улаштування залізобетонної обійми збільшення опорної площі фундаменту[19]:

						Атестаційна робота магістра	Арк
							64
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

1. комплекс підготовчих робіт, спрямованих на забезпечення раціональної та безпечної організації праці, у тому числі огороження ділянки робіт, оснащення елементами будівельного господарства;
2. розбирання ділянки підлоги, що межує з фундаментом;
3. розробка ґрунту для оголення фундаменту ручним чи механізованим способом;
4. розбирання вимощення (за необхідності виконують кріплення ґрунту траншеї) всередині будівлі;
5. розробка ґрунту ручним чи механізованим способом із зовнішньої сторони будівлі (за необхідності виконують кріплення ґрунту траншеї);
6. обробка (підготовка) поверхонь фундаменту (насічка бетонної поверхні);
7. улаштування щебеневої підготовки;
8. свердління прорізів у фундаменті із наступним установленням арматурного каркасу;
9. улаштування та закріплення опалубки;
10. подавання бетонної суміші до місця укладання, укладка та ущільнення;
11. після досягнення проектної міцності розбирання опалубки;
12. розбирання кріплень стінок виїмок , зворотна засипка ґрунту та його ущільнення;
13. відновлення ділянки підлоги;
14. відновлення вимощення.

Санітарно-технічні та електромонтажні роботи проводять в два етапи:, перший, з яких проводять паралельно з основним періодом виконання робіт; другий з оздоблювальними роботами.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							65
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Виконання **оздоблювальних робіт** проходить в такій послідовності: виконуються штукатурні і плиточні роботи, потім застелення внутрішніх дверей і паралельно цементна стяжка під підлогу. Після цього у другому етапі проводяться малярні роботи; на першому етапі проводять шпаклювання і фарбування стелі, фарбування лоджій та балконів, фарбування стін і столярних виробів. Застелення ламінату починають після фарбування стін та стель, після виконують обклеювання шпалерами.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	<i>Арк</i>
							66
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

4.2. Визначення обсягів робіт

Підсилення конструкцій стрічкового фундаменту, шляхом збільшення його опорної площі

Таблиця 4.1

№	Найменування процесів	Од.вим.	Кіл-сть на захватку	Кіл-сть захваток	Кіл-сть на будівлю
1	2	3	4	5	6
1	Розбирання ділянки бетонних підлог	м ²	2	99	198
2	Розробка ґрунту вручну	м ³	6	99	594
3	Кріплення стінок траншей	м ²	12	99	1188
4	Розбирання вимощення	м ²	2	99	198
5	Розробка ґрунту екскаватором	1000м ³	0.12	99	1.188
6	Підготовка поверхонь фундаменту	м ²	1.2	99	118.8
7	Улаштування щебеневої підготовки	м ²	0.4	99	39.6
9	Установка арматури	т	0.0172	99	1.7
10	Установка опалубки	м ²	2	99	198
11	Укладання бетонної суміші	м ³	1.06	99	104.94
12	Розбирання опалубки	м ²	2	99	198
13	Влаштування гідроізоляції	100 м ²	0,12	99	11.88
14	Розбирання кріплень стінок виїмок	м ²	12	99	1188
15	Зворотна засипка	м ³	16.94	99	1677
16	Ущільнення ґрунту	м ³	16.94	99	1677
17	Відновлення ділянки підлоги	м ²	2	99	198
18	Відновлення вимощення	м ²	2	99	198

4.3. Визначення потреби в матеріально-технічних ресурсах

4.3.1. Відомість ресурсів (на захватку)

Таблиця 4.2.

№	Конструкції, деталі, напівфабрикати, матеріали і устаткування	Од.вим.	Кіл-сть
1	2	3	4
Улаштування підсилення			
1	Цвяхи будівельні 1,8 x 60 мм	кг	689
2	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	0,03
3	Бруски обрізні з хвойних порід	м ³	4.3
4	Дошки необрізні з хвойних порід	м ³	44
5	Щити опалубки	м ²	1188
6	Арматура А400 С Ø10	т	1,7
7	Суміш бетонна С20/25	м ³	104.94
Щебенева підготовка			
9	Щебінь із природного каменю, 5-20мм	м ³	7,92
10	Щебінь із природного каменю, 40-70мм	м ³	24
Кріплення стінок траншей			
11	Цвяхи будівельні	кг	1157

						Атестаційна робота магістра	Арк
							67
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

12	Лісоматеріали круглі	м ³	226
13	Дошки необрізні з хвойних порід	м ³	594
Влаштування гідроізоляції			
14	Бітумна мастика	т	0,98
Відновлення ділянки підлоги			
15	Суміші бетонні	м ³	104,94
Відновлення вимощення			
16	Щебінь із природного каменю, 20-40мм	м ³	10,32
17	Суміші асфальтобетонні гарячі	м ³	6,72

4.3.2. Потреба в машинах, устаткуванні, інвентарі та пристроях

Таблиця 4.3.

№	Найменування	Тип, марка	Технічні характеристики	Кіл.
1	2	3	4	5
Машини і механізми				
1	Екскаватор	JCB JS1 15, Англія	Місткість ковша 0,71м ³ , найбільша глибина копання - 4,37м, найбільший радіус копання - 7,54 м	1
2	Автосамоскид	МАЗ-6501С9	Обсяг кузова 20 м3, вантажопідйомність 19 500 кг.	1
3	Автобетонозмішувач	DAF CF FAD	Вихідна потужність двигуна 270 – 330 кВт, місткість резервуару – 8.0м ³	1
3	Автобетононасос	MECBO AUT 90/37	Продуктивність -90 м3/год	1
4	Машина з відрізним кругом	DeWalt DWE4057	Потужність – 0,8 кВт; маса – 1,8 кг	1
5	Штраборіз	АEG MFE 1500	Потужність – 1,5 кВт; маса – 4,1 кг	1
6	Трамбівка	AGT PCL 90	Потужність – 4,04 кВт; маса – 90 кг	1
7	Перфоратор	Bosch PBH 2100 RE	Потужність – 550 Вт; маса – 2,2 кг	1
8	Трансформатор зварювальний	Forte BX1-160C	Номинальна напруга-230В, Максимальний струм -160А, 470x265x315, маса 17,5кг	1
9	Молоток відбійний	Bosch GSH 5 CE	Потужність - 1150 Вт; маса – 6,2 кг	1
10	Глибинний вібратор	ИБ-113	Потужність – 0,75 кВт; маса – 28,6 кг	1
11	Кран	МКГ 25	Виліт стріли 18,5; Висота підйому 16 м; Вантажопід'ємність 6 т	1
Устаткування				
11	Лопата сталева будівельна	S514D		1
12	Пістолет для в'язання арматури	MAKITA DTR180ZK	Діаметр дроту – 0,8мм, габаритні розміри (ДхШхВ) - 304×93 мм; маса – 2,6 кг	1
13	Різак для арматури	Makita DSC163ZK	Габаритні розміри (ДхШхВ) - 360×108x276 мм; маса –6.3 кг	1
14	Рулетка сталева	Duka SD	Довжина 8 м	1

Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата	Атестаційна робота магістра	Арк
							68

	вимірювальна			
15	Рівень будівельний	Expert AL-E1-600	Довжина – 60 см	1
16	Кельма	tolsen	Довжина 180мм	1
17	Лом	Fiskars Iron Bar	Габаритні розміри (ДхШхВ) - 1200×29х29 мм; маса – 5 кг	1
18	Щітка ручна із дроту	VOREL	Габаритні розміри - 120×20мм;	1
19	Плоскогубці	Toptul 7		1
20	Драбина приставна		ГОСТ 26887-86	1
21	Строп універсальний		ДСТУ Б В.2.8-10-98	1

4.3.3. Проектування під'їзних доріг

Ширину проїзної частини доріг приймають не менше 3,5м для одностороннього і 6 м для двостороннього руху. Для розвантажування на дорогах варто влаштовувати спеціальні площадки шириною 6 м і довжиною 12-18 м. Повороти доріг радіусом не менше 12м. Ширина воріт для в'їзду та виїзду на будівельний майданчик 4,5м.[20]

За вимогами протипожежної безпеки при проектуванні під'їзних доріг необхідно передбачати під'їзд до будинку з двох сторін - при ширині від 18 до 100м.

4.3.4. Розрахунок і влаштування складського господарства

Таблиця 4.4.

Відомість розрахунку складів

Найменування конструкцій	Одиниця виміру	Кількість матеріалів для будівництва на розрахунковий період	Прийнята площа склада, м ²	Розміри склада за УТС, м	Тип склада
1	2	3	4	5	6
Цвяхи будівельні 1,8 х 60 мм	кг	1589	8	4х2	закритий
Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	0,03			
Арматура А400 С Ø10	т	1,7			

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							69
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Бруски обрізні з хвойних порід	м ³	4.3	20	10x2	відкритий
Дошки необрізні з хвойних порід	м ³	44			
Щити опалубки	м ²	1188			
Лісоматеріали круглі	м ³	226			
Щебінь із природного каменю, 20мм	м ³	7,92	10	2x5	відкритий
Щебінь із природного каменю, 40-70мм	м ³	24			

4.3.5. Розрахунок тимчасових будинків виробничого, санітарно-побутового і службового призначення

Таблиця 4.5.

Розрахунок площі тимчасових будинків

№ п/п	Найменування приміщення	Розр. кіль. робітників	Норма на одного прац.	Площа з розрахунку	Прийнята площа	Розміри в плані, м	Кіл шт.	Типовий проект
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Контора виконроба	5	4	20	20	4x5	1	Збірно-розбірна
2	Диспетчерська	1	7	7	7.5	2,5x3	1	Контейнер 420-04-3
3	Прохідна	1	7	7	12	2x3	2	Контейнер 420-13-7
4	Гардеробна	55	0,5	27,5	30	5x6	2	Контейнер 420-01-8
6	Умивальня	55	0,06	3,3	4	2x2	1	Збірно-розбірна
7	Вбиральня	55	0,08	4,4	4	2x2	5	Збірно-розбірна

4.3.6. Розрахунок тимчасового водопостачання будівельного майданчика

Розрахункові витрати води на виробничі потреби становлять [21]:

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							70
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

$$Q_{вир} = \sum \frac{q_n \cdot n_c \cdot \kappa_c \cdot \kappa_n}{t \cdot 3600} = \frac{13944 \cdot 1,5 \cdot 1,2}{8 \cdot 3600} = 0,87 \text{ л/с},$$

де q_n - потрібні питомі витрати на виробничі потреби;

κ_r – коефіцієнт годинної нерівномірності постачання – 1,5;

κ_n – коефіцієнт нерівномірності витрат води – 1,2;

t – врахована кількість годин у зміну.

Витрати води для забезпечення господарсько-побутових потреб[21]:

$$Q_{осн} = \frac{q_e \cdot n_n \cdot \kappa_e}{t \cdot 3600} + \frac{q_d \cdot n_d}{t_d \cdot 60} = \frac{25 \cdot 28 \cdot 1,5}{8 \cdot 3600} + \frac{25 \cdot 11}{45 \cdot 60} = 0,14 \text{ л/с},$$

де q_e - питомі витрати води на господарсько-питні потреби;

n_n – кількість працюючих у найбільш завантажену зміну;

q_d - витрати води на прийом душу одним робітником;

n_d – кількість користувачів (40% від n_n);

t_d - тривалість роботи душової.

Мінімальні витрати води на протипожежні заходи визначається із розрахунку одночасної дії двох струменів із гідрантів по 5л за секунду на кожний струмінь, тобто $Q_{пож} = 2 \cdot 5 = 10 \text{ л/с}$.

Діаметр D (мм) водопровідної мережі визначаємо за формулою :

$$D = 2 \sqrt{\frac{Q_{номр}}{\pi \cdot V}}, \text{ Де } V - \text{ швидкість руху води по трубах.}$$

$$Q_{номр} = 0,87 + 0,14 + 10 = 11,01 \text{ л/с}$$

$$D = 2 \sqrt{\frac{11,01 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,2}} = 108,1 \text{ мм}$$

Приймаємо діаметр напірної водопровідної мережі $D=110$ мм.

4.3.7. Розрахунок тимчасового електропостачання і проектування систем штучного освітлення будівельного майданчика

Загальна потреба в потужності електроенергії будівельного майданчика під час реконструкції становить 307 кВт. Прийнято трансформаторну підстанцію КТП СКБ-320.[21]

						Атестаційна робота магістра	Арк
							71
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

Для освітлення будмайданчику потрібно передбачати освітлювальні пристрої з прожекторами. Для освітлення доріг при висоті підвішування 6м над освітлюваною територією відстань між світильниками становить 20м.[21]

Розрахунок кількості прожекторів для будівельних майданчиків:

$$n = \frac{pES}{P_l} = \frac{0,4 \cdot 7 \cdot 2160}{500} = 12$$

де p – питома потужність. При освітленні прожекторами ПЗС-35 приймають 0,25...0...0,4Вт/(м² лк),

E - освітленість , лк(для бетонних та земляних робіт становить 7 лк);

S - площа, яку необхідно освітлювати, м²;

P_l – потужність лампи прожектора (для ПЗС-35 –500 Вт, 1000Вт, для ПЗС-45-1000, 1500Вт)[21]

4.4. Визначення витрат праці та терміни виконання робіт

Калькуляція витрат праці

Таблиця 4.6

4.5. Побудова календарного графіку на виконання робіт з підсилення фундаментів

Таблиця технологічних розрахунків

Таблиця 4.7

Найменування процесів	Обсяг робіт		Витрат и праці, люд.- год.	Тривалість робіт. год	Число змін	Склад бригади	Число робочих в зміну
	Од.в	Кіл.					
Розбирання ділянки бетонних підлог відб. молот., до 100мм	100м ²	1,98	0,48	0,95	1	1	1
Розробка ґрунту вручну	100м ³	5.94	3,2	19	1	3	3
Кріплення стінок траншей	м ²	1188	0,15	178.2	1	2	2
Розбирання вимощення	м ²	198	0,48	95	1	1	1
Розробка ґрунту екскаватором	100м ³	1.188	2,7	-	1	1	1
Підготовка поверхонь фундаменту вручну	100м ²	1.188	43,5	51.6	2	2	1

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							72
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№доку</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Улаштування щобеневої підготовки	м ²	39.6	0,18	7.12	2	4	2
Установка арматурних каркасів	т	1.7	8,5	14.45	2	4	2
Установка опалубки	м ²	198	0,51	100	2	8	2
Укладання бетонної суміші	м ³	104.94	0,22	23.08	2	4	2
Розбирання опалубки	м ²	198	0,51	100	2	4	2
Влаштування гідроізоляції	100 м ²	11.88	8,5	100,98	1	2	2
Розбирання кріплень стінок виїмок	м ²	1188	0,15	178.2	2	4	2
Зворотна засипка	100м ³	16,77	1,5	25,15	1	2	1
Ущільнення ґрунту (Шар 0,2 м)	100м ²	16.77	2,8	46,9	1	2	2
Відновлення ділянки підлоги	м ²	198	0,93	184,1	1	2	2
Відновлення вимощення	м ²	198	0,67	132,6	1	2	2

4.6. Контроль якості

4.6.1. Схема операційного контролю якості робіт

Таблиця 4.8.

Операції, які підлягають контролю	Посадова особа, що контролює	Метод виконання контролю		
		Спосіб	Інструмент	Періодичність
Установка сіток та каркасів	Майстер	Візуально	-	У процесі встановлення
Установка опалубки	Майстер, геодезична служба	Інструментальний контроль	Теодоліт, нівелір, рулетка, виска	Після встановлення опалубки
Укладання бетонної суміші	Майстер, лаборант	Лабораторний контроль	Конус БУДЦНІЛ прес (ПСУ- 500).	До бетонування
Догляд за бетоном під час твердіння	Майстер, лаборант	Лабораторний контроль	Термометр, вологомір	У процесі твердіння

4.6.2. Приймальний контроль

Граничне відхилення за ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015 [22]

Таблиця 4.9.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							73
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Параметри	Величина параметра	Контроль (метод, обсяг, вид реєстрації)
Відхилення ліній площин перетину від вертикалі або проектного нахилу на всю висоту конструкцій для: - фундаментів	20 мм	Вимірювальний, кожен конструктивний елемент, журнал робіт
Відхилення горизонтальних площин на всю довжину ділянки, яка вивіряється	20мм	Вимірювальний, не менше п'яти вимірів на кожних 50-100 м, журнал робіт
Місцеві нерівності поверхні бетону при перевірці двометровою рейкою, крім опорних поверхонь	5 мм	Вимірювальний, не менше п'яти вимірів на кожних 50-100 м, журнал робіт
Розмір поперечного перерізу елементів	+6 мм; -3 мм	Вимірювальний, кожен елемент, журнал робіт

4.7. Охорона та безпека праці

Земляні роботи. Організація робочих місць [25]

Під час виконання земляних та інших робіт у траншеях вживають заходи із запобігання впливу на працівників таких небезпечних виробничих факторів як[25]:

- обвалення ґрунтів;
- падіння шматків породи;
- підвищена напруга в електричному колі;
- недостатня освітленість робочої зони;
- підвищений рівень шуму та вібрації на робочому місці;
- підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони;
- патогенні мікроорганізми.

Планування, організацію і виконання земляних робіт необхідно здійснювати згідно з вимогами СНиП 3.02.01.

Ґрунт, що виймається з виїмки, необхідно укладати на відстані, навантаження від якого не спровокує обвалення стінок виїмки.

Забезпечуються проходи до робочих місць і безпосередньо на робочих місцях шириною не менше ніж 0,6 м, а на робочих місцях - необхідний простір у зоні робіт.

Для проходу людей через виїмки улаштовують перехідні містки, які

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							74
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

освітлюються у нічний час.

Для спускання людей у траншеї та евакуації з них повинні бути передбачені маршеві сходи шириною не менше ніж 0,6 м з огороженням або приставні драбини (дерев'яні - довжиною не більше ніж 5,0 м).

При відсутності інвентарних і типових частин кріплень укосів траншей глибиною 3,0 м необхідно дотримуватися таких умов:

- виконати кріплення з дощок товщиною 40 мм;
- розміщувати розпірки кріплень на відстані не більше ніж 1,0 м (розпірки, на які спираються полиці для перекидання ґрунту, потребують підсилення, а полиці - огорожувати бортовими дошками висотою не менше ніж 15,0 см).

Виконання робіт у виїмках глибиною більше ніж 1,5 м дозволяється лише ланкою у складі не менше двох працівників.

Бетонні роботи. Порядок виконання робіт [25]

Перед початком бетонних робіт керівник зобов'язаний:

- перевірити стійкість, міцність, справність риштувань, конструкцій опалубки, огорож робочих горизонтів;
- перевірити справність тари, бункерів, бетононасосів, маніпуляторів;
- забезпечити працівників необхідними засобами індивідуального захисту.

Робота змішувальних машин повинна здійснюватися з дотриманням таких вимог [25]:

- очищення прямиків для завантажувальних ковшів повинно здійснювати після надійного закріплення ковша в піднятому положенні;
- очищення барабанів і корит змішувальних машин дозволяється тільки після зупинки машини і зняття напруги.

Під час заготівлі арматури необхідно [25]:

- огорожувати місця, призначені для розмотування бухт (мотків) і виправлення арматури;
- під час різання верстатами стрижнів арматури на відрізки довжиною менше ніж 30 см застосовувати пристрої, що запобігають їх розлітання;

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							75
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

- складати заготовлену арматуру в спеціально відведені для цього місця.

Елементи каркасів арматури необхідно пакетувати з урахуванням умов їх піднімання, складування і транспортування до місця монтажу.

Опалубка для зведення вертикальних елементів будівель і споруд повинна бути жорстко закріплена на робочому торизонті. Опалубка повинна бути облаштована елементами (площадки, драбини тощо), використання яких забезпечує безпечне піднімання працівників на позначки робочих місць[25].

Методи захисту від падіння з висоти працівників, елементів опалубки під час її улаштування та розбирання повинні бути передбачені в технологічних картах на виконання бетонних робіт.

Подавання бетонної суміші за допомогою бетононасоса за відсутності надійної сигналізації між оператором і робітниками, які укладають бетон, забороняється[25].

Перед включенням бетононасоса повинна бути перевірена надійність роботи замкових з'єднань і ввімкнута сигналізація.

Під час подавання бетону до місця його укладання бетононасосами необхідно забезпечити вільний доступ до стаціонарних вертикальних стояків бетоноводів.

Здійснювати монтаж і демонтаж бетоноводів дозволяється тільки після зниження тиску у бетоноводі до атмосферного[25].

Під час подавання бетону за допомогою бетононасоса необхідно[25]:

- відводити всіх працюючих від бетоноводу на час його продування на відстань не менше ніж 10 м;
- укладати бетоноводи на прокладки для зменшення впливу динамічного навантаження на арматурний каркас і опалубку під час подавання бетону.

Здійснювати ремонт, монтаж, демонтаж, перевірку надійності швидкознімальних з'єднань ланок бетоноводу або їх заміну під час роботи бетононасоса заборонено.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							76
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Під час розбирання опалубки повинні бути вжиті заходи з унеможливлення випадкового падіння працюючих, елементів опалубки, обвалення підтримувальних риштувань і конструкцій.

Під час ущільнення бетонної суміші електровібраторами переміщувати їх необхідно за допомогою спеціальних тяг; під час перерв у роботі та під час переходу з одного місця на інше електровібратори повинні бути вимкнуті.

4.8. Охорона навколишнього середовища

Проект передбачає виконання наступних заходів (ДБН А.3.2-2-2009):

Рослинний шар ґрунту зрізується і вивозиться в тимчасовий резерв для подальшого використання його при благоустрої території, в цілях збереження ґрунту від вітрової і водної ерозії термін земляних робіт повинен бути мінімальним)[25].

У разі виявлення в процесі виконання земляних робіт не зазначених у проектно-технологічній документації комунікацій, підземних споруд або вибухонебезпечних матеріалів земляні роботи необхідно припинити до одержання дозволу відповідних органів.

При переміщенні вантажів здійснювати на відстані не менше 0,5 м крони та стовбурів дерев не допускається засипка кореневих шийок і стовбурів дерев ґрунтом, знищені дерева та кущі необхідно компенсувати висадженням подібної рослинності після закінчення реконструкції;

Між дном водонепроникної ємкості мобільних туалетних кабін та рівнем ґрунтових вод відстань повинна бути не менше 0.5 м випускання стічних вод, а також неочищених господарське-побутових або виробничих стоків, що утворюються на будівельному майданчику забороняється;

При розбиранні конструкцій їх необхідно зволожувати, в літню пору року всі автодороги і майданчики дорожнього типу повинні регулярно поливатися водою, будівельне сміття необхідно опускати по закритих жолобах або у закритих ящиках чи контейнерах за допомогою вантажопідіймальних кранів з попереднім поливом, що запобігає запиленню території;

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							77
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Відходи бетонів, цегли, утеплювачів, полімерних матеріалів, асфальту тощо необхідно розділяти по видах, утилізувати після дроблення і фракціонування; регулярно проводити вивіз будівельного сміття і залишків будматеріалів з будівельного майданчика для утилізації в спеціально відведені місця, згідно договорів з відповідними службами.

4.9. Техніко-економічні показники

Таблиця 4.10.

Показник	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3
Площа об'єкту	м ²	1297
Об'єм об'єкту	м ³	14921
Нормативна трудомісткість	люд.-дн	213,31
Прийнята трудомісткість	люд.-дн	172
Тривалість виконання робіт	дні	198
Виробіток	м ³ / люд.-дн	86.75

						Атестаційна робота магістра	Арк
							78
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

СПЕЦІАЛЬНА (НАУКОВО-ДОСЛІДНА) ЧАСТИНА

Консультант
Студент

/ доц.Вабіщевич М.О. /
/ Романюк М.О. /

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							79
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

5.1. Моделювання цегляної кладки в середовищі SCAD Soft

Складність моделювання полягає в тому, що кам'яна кладка є неоднорідним монолітним пружнопластичним матеріалом. Навіть при рівномірному розподілі навантаження по всьому перерізу стисненого елемента камінь та розчин у кладці знаходяться в умовах складного напруженого стану. Вони одночасно схильні до позацентрового стиску, вигину, розтягування, зрізу і зминання. Структурний підхід є концепцією розробки моделей, заснованих на внутрішній структурі об'єкта, що дозволяє описати і дослідити процес деформування об'єкта, який визначається властивостями елементів структури останнього. Більшість підходів, що діють, до аналізу ПДВ кам'яної кладки базуються на обмеженому трьохма типами механізмі руйнування. У деяких роботах досліджується робота кам'яної кладки переважно за критерієм зсуву горизонтальному розчинному шві.

При цьому моделювання тіла шва виконано в класичній пружнопластичній постановці Друккера-Прагера, а вузол з'єднання розчину та цегли прийнятий ідеально пружним. Пропонують розглянути кладку як упорядковану структуру кам'яної кладки, що складається з кусковооднорідних елементів. Експериментально встановлена роль інтерфейсних елементів у формуванні ПДВ кам'яної конструкції при її навантаженні призводять до висновку про доцільність застосування концепції структурного підходу в моделюванні кам'яних конструкцій при теоретичних дослідженнях процесу їх деформування та руйнування під навантаженням. При цьому найважливішою умовою формування моделей, які адекватно відображають роботу композитного матеріалу під навантаженням, є облік особливостей механізмів руйнування, що реалізуються при двовісному напруженому стані. Встановлено (на основі аналізу та узагальнення даних раніше виконаних досліджень) деформаційні властивості кам'яної кладки як композитного різномодульного середовища, що враховують умови роботи матеріалів та напружений стан, а також приватні характеристики міцності базових матеріалів (цегла та розчин),

						Атестаційна робота магістра	Арк
							80
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

що забезпечує коректне моделювання роботи матеріалів кладки в дискретної концепції.

Використання характеристик міцності кам'яної кладки дозволяє виконати оцінку міцності в будь-якій локальній зоні розрахункової моделі. На основі оцінки міцності в локальній зоні можна відстежити зміну структури розрахункової моделі: при вичерпанні міцності елемента моделі за яким-небудь критерієм такий елемент повинен бути виключений з ансамблю моделі при роботі тільки за конкретним перевищеним критерієм.

5.2. Моделювання ґрунтової основи в середовищі SCAD Soft

На стадії попереднього і варіантного проектування важливо мати можливість проводити розрахунок, що враховує найбільш важливі фактори, що визначають напружено-деформований стан будівель і споруд, що проектуються, і забезпечує необхідну точність розрахунку при мінімальних витратах часу. Вимоги для визначення навантажень та впливів на фундаменти містяться у нормативних документах. Аналітичні та чисельні методи можуть бути використані для спільного розрахунку. Проте незважаючи на розвиток чисельних методів, спільні розрахунки ґрунтової основи, фундаментів та наземних конструкції виробляються досить рідко. Спільна робота споруди та основи особливо важлива для будівництва на сьогоднішній день, оскільки завдяки впровадженню сучасних методів розрахунків та нових матеріалів можливо проектувати будівельні конструкції з мінімальними запасами міцності.

Сучасні будівлі та споруди є досить складними конструктивними багатоелементними системами, що володіють неоднорідною структурою з різними деформаційними характеристиками елементів конструкцій та зв'язків між ними.

Метою роботи є дослідження напружено-деформованого стану з урахуванням спільної роботи конструкцій будівель змінної жорсткості та фундаментів, які взаємодіють із ґрунтовою основою.

Дотримуючись такого переліку виконання робіт:

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							81
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

1. Змодельовати цегляну будівлю для збору навантаження до надбудови та після. Виконати збір навантажень;
2. Виконати аналіз проблем та методів розрахунку фундаментів, з використанням програмного комплексу КРОСС.
3. Порівняти результати виконаних числових розрахунків, отриманих з використанням програмного комплексу SCAD.

5.3. Збір навантажень

Таблиця 5.1. Визначення навантажень на міжповерхове перекриття

Вид навантаження, щільність, товщина	Навантаження		
	Характерис тичне, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коеф-т надійності за граничним навантаженням, γ_{fm}	Гранич. розрах. значення, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1. Постійне навантаження			
– Паркетна підлога $\delta = 10 \text{ мм}; \rho = 18 \text{ кН/м}^3$;	0.18	1.1	0.176
– Шлакобетонний шар $\delta = 20 \text{ мм}; \rho = 16 \text{ кН/м}^3$;	0.32	1.2	1.248
– Пінобетонна звукоізоляційна плита $\delta = 50 \text{ мм}; \rho = 5 \text{ кН/м}^3$	0.25	1.2	0.36
– З/б плита $\delta = 220 \text{ мм}; \rho = 25 \text{ кН/м}^3$	5.5	1.1	6.05
Усього:			$g = 7.83$
2. Змінне навантаження			
Технологічне	1.2	1.2	1,44
Усього:			$q = 1,44$

Таблиця 5.2. Збір навантажень на 1 м^2 покриття

Вид навантаження, щільність, товщина	Навантаження		
	Характерис тичне, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коеф-т надійності за граничним навантаженням, γ_{fm}	Гранич. розрах. значення, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1. Постійне навантаження			
– Захисний шар гравію	0.24	1.3	0.312

$\delta = 15 \text{ мм}; \rho = 16 \text{ кН/м}^3;$			
– Три шари руберойду	0.2	1.3	0.26
– Стяжка з цементно-піщаного розчину; $\delta = 30 \text{ мм}; \rho = 18 \text{ кН/м}^3;$	0.54	1.3	0.702
– Утеплювач мінераловатні плити $\delta = 80 \text{ мм}; \rho = 2.5 \text{ кН/м}^3$	0.2	1.2	0.24
– Пароізоляція 1 шар пергаменту	0.03	1.2	0.036
– З/б плита $\delta = 220 \text{ мм}; \rho = 25 \text{ кН/м}^3$	5.5	1.1	6.05
Усього:			$g_{\text{пок}} = 7.6$
2.Тимчасове навантаження			
Снігове на покритті	1.27	1.14	1.45
Усього:			$\vartheta_{\text{сн}} = 1.45$

Таблиця 5.3. Завантаження

Номер	Найменування
1	Власна вага
2	Підлоги + покрівля
3	Перегородки
4	Інженерія
5	Сніг
6	Вітражі

Таблиця 5.4. Комбінації завантажень

Номер	Формула
1	$L1+L2+L3+0.95*L4+0.9*L5+L6$
2	$L1+L2+L3+0.95*L4+L6$

						Атестаційна робота магістра	Арк
							83
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		

5.5. Коефіцієнти постелі. Програмний комплекс КРОСС

Для однорідної в плані багат шарової основи, що складається з кінцевого числа шарів, кожен з яких є лінійно-деформованим і постійним за товщиною, коефіцієнти жорсткості основи можуть бути визначені за методикою, запропонованою М.І. Горбуновим-Посадовим, В.З. Власовим та П.Л. Пастернаком. У програмі передбачено два режими обчислення коефіцієнтів – за моделлю Пастернака і за моделлю шаруватого напівпростору. В обох випадках визначаються коефіцієнти постелі C_1 (коефіцієнт стиснення) та C_2 (коефіцієнт зсуву).

Під час розрахунку використовуються наведені модулі деформації. Оскільки ці модулі можуть мати різні значення в залежності від припущень, що приймаються щодо бічних деформацій або напруги.

Для кожного шару наведено модуль деформації

$$E = E_0 \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)},$$

модуль зсуву

$$G = \frac{E_0}{2(1+\nu)},$$

де E_0 - модуль деформації, ν - коефіцієнт Пуассона.

Позначимо через $H = \sum_{i=1}^n h_i$ повну товщину багат шарової основи, тоді у випадку моделі Пастернака

$$C_1 = \left(\int_0^H \frac{dz}{E(z)} \right)^{-1};$$
$$C_2 = \left(\int_0^H \frac{dz}{E(z)} \right)^{-2} \int_0^H \frac{1}{E(z)} \int_0^z G(z) \int_z^H \frac{dz}{E(z)},$$

де $E(z)$, $G(z)$ - відповідно наведені модулі деформації та зсуву на глибині z .

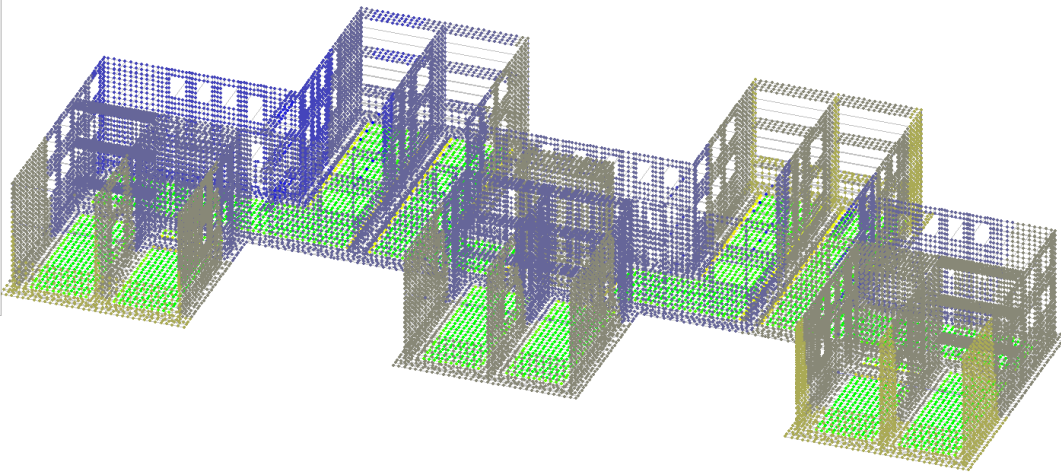
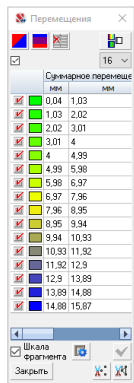
Для моделі шаруватого напівпростору прийнято наступні залежності:

коефіцієнт загасання осад для k шару ґрунту

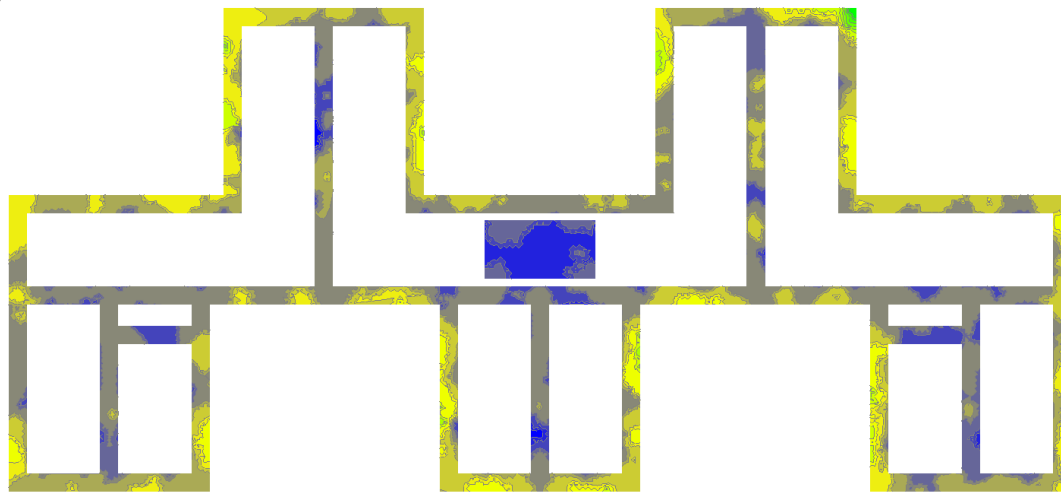
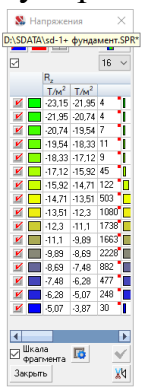
$$\gamma_k = \frac{4(1-2\nu_k)}{\sqrt{\pi A}(1-\nu_k)^2},$$

де A - фактична площа спирання споруди;

						Атестаційна робота магістра	Арк
							86
Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата		



Сумарні переміщення



Розрахункове напруження під подошвою стрічкового фундаменту становлять 23.15 т/м².
 За існуючими геологічними показниками будівлі визначено розрахунковий опір ґрунту для визначення потреби підсилення фундаменту

Зведена таблиця нормативних значень фізико-механічних показників ґрунтів будівельного майданчика

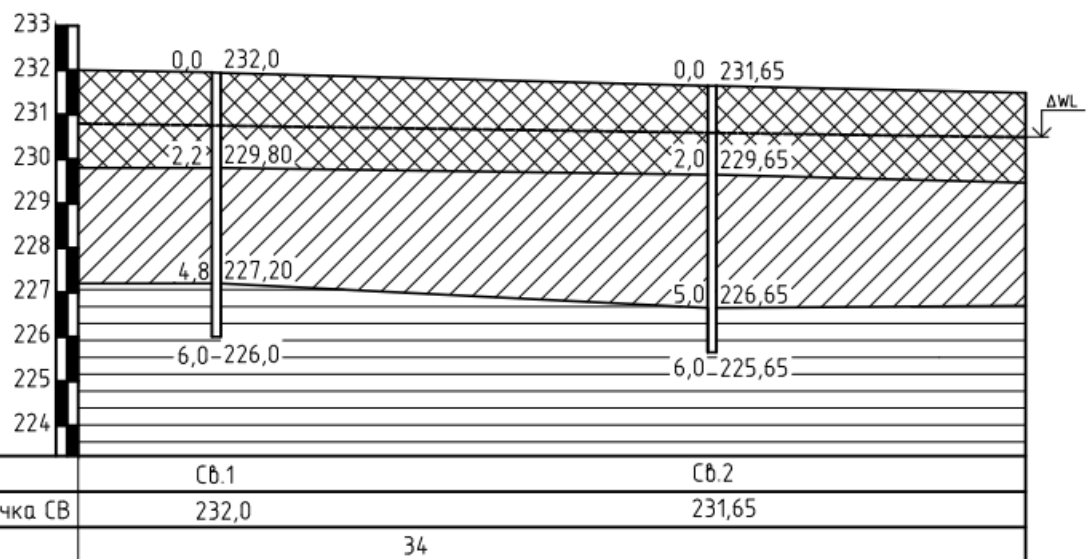
Номер ІГЕ		1	2	3
Повне найменування ґрунту		насипний	суглинок тугопластичний	глина напівтверда
Глибина залягання подошви, м		2.2	2.6	2.0
Щільність ґрунту, т/м ³ (Г/см ³)	природного, ρ	1.52	1.98	1.96
	частинок, ρ _s	-	2.71	2.72

Природна вологість, W		-	0.24	0.27
Питома вага ґрунту, кН/м^3	природна, γ	14.91	19.43	19.23
	у виваженому стані, γ^I	-	-	-
Пористість, n		-	-	-
Коефіцієнт пористості, e		-	0.69	0.77
Границя	текучості, W_L	-	0.34	0.49
	пластичності, W_P	-	0.18	0.2
Число пластичності, I_P		-	0.16	0.29
Показник текучості, I_L		-	0.375	0.24
Питоме зчеплення, c_n , кПа		-	26	52.6
Кут внутрішнього тертя, φ_n , град		-	21.5	18.8
Модуль деформації, E , МПа		-	17	20.4
Розрахунковий опір, R_0 , кПа		-	223.75	302.4

Величини розрахункових показників окремих ІГЕ будівельного майданчика

Номер ІГЕ	Для II-го граничного стану					для I-го граничного стану		
	питома вага, γ_{II} , кН/м^3	питоме зчеплення, c_{II} , кПа	кут внутр. тертя, φ_{II} , град	модуль деформації, E , МПа	розрахунковий опір, R_0 , кПа	питома вага, γ_I , кН/м^3	питоме зчеплення, c_I , кПа	кут внутр. тертя, φ_I , град
1	14.91	-	-	-	-	14.2	-	-
2	19.43	26	21.5	17	223.75	18.5	17.34	19.55
3	19.23	52.6	18.8	20.4	302.4	18.3	35.07	17.1

Інженерно-геологічний розріз



						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							90
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + (M_q - 1)d_b \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II}]$$

$$\gamma_{II} = \gamma_{II.2} = 19.43 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}, c_{II} = c_{II.2} = 26 \text{кПа}, \gamma_{c1} = 1.2, \gamma_{c2} = 1, \text{при } \varphi = 21.5$$

$$\rightarrow M_y = 0.585, M_q = 3.34, M_c = 5.94, b = 1.2 \text{м}, d_1 = 0.5 \text{м},$$

$$d_b = 2.5 - 0.6 = 1.9 \text{м}.$$

$$\gamma_{II}' = \frac{\sum \gamma_{II,i} \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{14.91 \cdot 2.2 + 19.43 \cdot 0.2}{2.4} = 15.28 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1.1} [0.585 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 19.43 + 3.34 \cdot 0.5 \cdot 15.28 + (3.34 - 1) \cdot 1.9 \cdot 15.28 + 5.94 \cdot 26] = 285,3 \text{кПа}$$

Так як розрахунковий опір ґрунту є більшим за розрахункове напруження під подошвою фундаменті, отже, будівля не потребує підсилення.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							91
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

Консультант
Студент

/Росинський А.В. /
/ Романюк М.О. /

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							92
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

В розділі розроблено локальні кошториси, об'єктний кошторис та зведений кошторисний розрахунок об'єкту реконструкції.

Реконструкція нежитлової будівлі в багатоквартирний житловий будинок проводиться за адресою: вул. Проектна 4, м. Кам'янець-Подільський, Хмельницької обл.

Проектом реконструкції передбачена надбудова третього поверху, утеплення фасаду, підсилення фундаменту, прокладання зовнішніх мереж та споруд водопостачання, каналізації, теплопостачання, благоустрій територій.

Будинок має розміри в осях 68.13м x 29.95м. загальна висота від відмітки підлоги першого поверху до вершини 3 поверху складає 9 м.

Висота кожного поверху складає 3 м, а підвалу – 2.3 м.

Загальний будівельний об'єм – 14921 м³

Загальна площа квартир – 3915 м²

Загальна площа об'єкта – 4308 м²

Площа забудови – 1297 м²

Площа фасаду – 1954 м²

Площа ділянки об'єкта – 3956 м²

Периметр ділянки об'єкта – 264 м.п.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							93
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		

Реконструкція 2-поверхової нежитлової будівлі у м. Кам'янець-Подільський
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-01
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, будівлі, споруди)

об'єм будинку, куб.м
Площа забудови об'єкта, кв.м
Загальна площа об'єкта, кв.м
Площа фасаду, кв.м
Загальна площа квартири, кв.м

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

14921
1297
4308
1954
3915

19070
99
7588
4,5

тис.грн.
тис люд.год
тис.грн.
розряд

Складений в поточних цінах станом на " 1 " грудня 2022 р.

№ ч.ч.	Об'єкт анія (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.			Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин
					всього заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	всього	заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	всього	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Підземна частина											
1	УПБ 1-2	Земляні роботи	100 кв.м площі забудови	12,97	131393 13139	118253 39418	1704167	170413	1533741 511251	185 519	2400 6727
2	УПБ 2-2	Влаштування фундаментів	100 кв.м площі забудови	12,97	229276 57319	45855 15285	2973710	743427	594739 198246	807 201	10471 2609
Наземна частина											
3	УПБ 3-2	Влаштування каркасу будівлі (капстіни, колонни, діафрагми, сходи)	100м2 загальної площі об'єкта	12,97	74253 37126	7425 2475	963061	481524	96302 32101	523 33	6782 422
4	УПБ 4-2	Влаштування перекриття	100м2 загальної площі перекриття	12,97	94989 31663	9499 3166	1232007	410669	123202 41063	446 42	5784 540
5	УПБ 5-2	Зовнішні стіни і оздоблення фасаду	100м2 площі надземної частини	19,54	58229 29114	2911 970	1137969	568975	56890 18957	410 13	8014 249
6	УПБ 6-1	Заповнення віконних прорізів	100м2 загальної площі фасаду	19,54	95369 13246	4768 2649	1863796	258867	93181 51769	187 35	3646 681
7	УПБ 7-1	Влаштування перегородок	100м2 загальної площі об'єкта	12,97	9669 4834	483 161	125407	62697	6265 2088	68 2	883 27
8	УПБ 8-1	Влаштування покрівлі	100м2 площі останнього поверху	12,97	147898 61624	7395 2465	1918237	799263	95913 31971	868 32	11257 421
9	УПБ 9-2-1	Оздоблювальні роботи (за типом оздоблення)	100м2 загальної площі приміщень	38,91	92205 46102	13831 4610	3587697	1793829	538164 179375	649 61	25265 2360

Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата
-----	-----	------	-------	--------	------

Атестаційна робота магістра

Форма № 1											
<p>я 2-поверхової нежитлової будівлі у м. Кам'янець-Подільський (найменування об'єкта будівництва)</p> <p>Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-02</p> <p>рішні санітарно-технічні роботи зі реконструкції 2-поверхової нежитлової будівлі у м. Кам'янець-Подільський</p> <p>(найменування робіт та об'єкта будівництва)</p> <p>Кошторисна вартість 2095 тис. грн.</p> <p>Кошторисна трудомісткість 7 тис. люд.год</p> <p>Кошторисна заробітна плата 553 тис. грн.</p> <p>Середній розряд робіт 4,4 розряд</p>											
Складений в поточних цінах станом на " 1 " грудня 2022 р.											
№ ч.ч.	Об'єкт	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.		Витрати гурда робітників, тис. що обслуговують машини на одиницю всього		
					всього заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	всього заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	всього	на одиницю	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	УПС 1-2	Влаштування внутрішніх мереж опалення	100м2 загальної площі об'єкта	43,08	20301 5075	1015 338	874567	218631	43726 14561	71 4	3079 192
2	УПС 2-2	Влаштування внутрішніх мереж вентиляції і кондиціонування	100м2 загальної площі об'єкта	43,08	4563 760	228 76	196574	32741	9822 3274	11 1	461 43
3	УПС 3-2	Влаштування внутрішніх мереж холодного і гарячого	100м2 загальної площі об'єкта	43,08	11665 2916	583 194	502528	125621	25116 8358	41 3	1769 110
4	УПС 4-2	Влаштування внутрішніх мереж каналізації	100м2 загальної площі об'єкта	43,08	6056 1514	303 101	260892	65223	13053 4351	21 1	919 57
5	УПС 5-2	Влаштування внутрішніх мереж газопостачання	100м2 загальної площі об'єкта	0	0 0	0 0	0	0	0 0	0 0	0 0
Разом прями витрати , грн.					1834562		442216	91717 30544	6228 402		
в тому числі					1300628						
вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн.					472760						
всього заробітна плата					260172						
Загальноновиробничі витрати разом, грн.					696						
у тому числі:					80722						
трудомісткість в загальноновиробничих витратах, люд-год					121766						
заробітна плата в загальноновиробничих витратах, грн.					57684						
відрахування на соціальні заходи					2094733						
решта статей у загальноновиробничих витратах					7326						
Всього кошторисна вартість робіт, грн.					553482						
кошторисна трудомісткість, люд-год											
кошторисна заробітна плата, грн.											

Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата
-----	-----	------	-------	--------	------

Атестаційна робота магістра

Арк

96

Реконструкція 2-поверхової нежитлової будівлі у м.

Кам'янець-Подільський

(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-04

на монтаж устаткування зі реконструкції 2-поверхової нежитлової будівлі у м. Кам'янець-Подільський
(найменування робіт та об'єкта будівництва)

Кошторисна вартість 260 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість 2 тис.люд.год
Кошторисна заробітна плата 132 тис.грн.
Середній розряд робіт 4,5 розряд

Складений в поточних цінах станом на " 1 " грудня 2022 р.

№ ч.ч.	Об'єкт анн (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин	
					всього	заробітної плати	всього	заробітної плати	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	всього
1	УПМП 1-3	Монтаж технологічного устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	43,08	4790 1942	1553 777	206353	83661	66903 33473	27 10	1162 435
2	УПМП 2-3	Монтаж виробничого устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	0	0 0	0 0	0	0	0 0	0 0	0 0
		Разом прями витрати , грн.					206353	83661	66903 33473		1162 435
		в тому числі вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн. всього заробітна плата					55789 117135 53560				
		Загальноновиробничі витрати, разом, грн.		Коеф.			126 14626 28987 9947				
		у тому числі: трудомісткість в загальноновиробничих витратах, люд-год заробітна плата в загальноновиробничих витратах, грн. відрахування на соціальні заходи решта статей у загальноновиробничих витратах, грн.		0,079 115,95 0,22 6,23			259913 1723 131760				
		Всього кошторисна вартість робіт, грн.									
		Кошторисна трудомісткість, люд-год									
		Кошторисна заробітна плата, грн.									

Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата
-----	-----	------	-------	--------	------

Атестаційна робота магістра

Реконструкція 2-поверхової нежитлової будівлі у м.
Кам'янець-Подільський
 (найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на пусконаладжувальні роботи № 02-01-05
 зі реконструкції 2-поверхової нежитлової будівлі у м. Кам'янець-Подільський
 (найменування об'єкта будівництва)

Кошторисна вартість, тис.грн. 527
 Кошторисна трудомісткість вартість, тис.люд.год. 5,0
 Кошторисна заробітна плата, тис.грн. 406

Складений в поточних цінах станом на " 1 " грудня 2022 р.

№ ч.ч.	Обґрунтування (шифр норм)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн	Загальна вартість, грн	Витрати труда	
							пусконаладжувального персоналу, люд.год.	на одиницю всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	УПМП 3-2	Пусконаладжувальні роботи	100 м2 загальної площі об'єкта	43,08	8351	359761	107	4612
Разом прями витрати						359761		
в тому числі								
Заробітна плата						359761		
Загальноєвробничі витрати, разом, грн.						166998		
у тому числі:								
Трудомісткість у загальноєвробничих витратах						401		
Заробітна плата у загальноєвробничих витратах						46527		
Відрахування на соціальні заходи						89383		
Решта статей у загальноєвробничих витратах						31087		
Всього по кошторису						526759		
Кошторисна трудомісткість						5014		
Кошторисна заробітна плата						406289		

Коеф.

0,087

115,95

0,22

6,74

Всього по кошторису

Кошторисна трудомісткість

Кошторисна заробітна плата

Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата
-----	-----	------	-------	--------	------

Реконструкція 2-поверхової нежитлової будівлі у м. Кам'янець-Подільський
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на придбання устаткування, меблів та інвентарю № 02-01-06
зі реконструкції 2-поверхової нежитлової будівлі у м. Кам'янець-Подільський

Кошторисна вартість 919,9 тис.грн.

Складений в поточних цінах станом на " 1 " грудня 2022 р.

№ ч.ч.	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування устаткування, меблів та інвентарю	Кількість	Кількість одиниці, грн.	Загальна вартість, грн.
1	2	3	4	5	6
1	УПО 1-1	Технологічне устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	15426	664552
2	УПО 2-1	Виробниче устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	0	0
3	УПО 3-1	Технічні засоби інформаційних технологій	100м2 загальної площі об'єкта	3520	151642
4	УПО 4-1	Меблі	100м2 (загальної площі об'єкта)	3896	167840
Разом, грн.					885122
Транспортні витрати на устаткування (3%)					26554
Заготівельно-складські витрати (0,9%)					8205
Всього кошторисна вартість, грн.					919880

Склав Романюк М.О.
Перевірив Росинський А.В.

Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата
-----	-----	------	-------	--------	------

Атестаційна робота магістра

Арк

10
0

Реконструкція 2-поверхової нежитлової будівлі у м. Кам'янець-Подільський
(найменування об'єкта будівництва)

Об'єктний кошторис № 02-01
конструкції 2-поверхової нежитлової будівлі у м. Кам'янець-Подільсь

Кошторисна вартість 25714 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість 131 тис.л-год
Кошторисна заробітна плата 10060 тис.грн.
Загальний будівельний обсяг 14921 куб.м
Вимірник одиничної вартості 1723 грн/куб.м
Загальна площа об'єкта 4308 кв.м
Вартість 1 кв.м загальної площі об'єкта 5969 грн /кв.м

Складений у поточних цінах станом на " 1 " грудня 2022 р.

№ ч.ч	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.		Кошторисна трудомісткість, тис.люд-год	Кошторисна заробітна плата тис.грн.	Вартість 1 кв.м загальної площі об'єкта	
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю				Всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	2-1-1	Загальнобудівельні роботи	19070		19070	99	7588	4427
2	2-1-2	Внутрішні санітарно-технічні роботи	2095		2095	7	553	486
3	2-1-3	Внутрішні електромонтажні роботи	2843		2843	18	1380	660
4	2-1-4	Монтаж устаткування	260		260	2	132	60
5	2-1-5	Пусконаладжувальні роботи	527		527	5	406	122
6	2-1-6	Придбання устаткування, меблів та інвентарю		920	920			214
		Всього по кошторису	24794	920	25714	131	10060	5969

Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата
-----	-----	------	-------	--------	------

Атестаційна робота магістра

До реконструкції 2-поверхової нежитлової будівлі у м. Кам'янець-Подільський

РОЗРАХУНКИ ДО ГЛАВ 1, 3, 4, 5, 6, 7 ЗВЕДЕНОГО КОШТОРИСНОГО РОЗРАХУНКУ

Площа забудови об'єкта, кв.м 1297
 Загальна площа об'єкта, кв.м 4308
 Загальний обсяг об'єкта, куб.м 14921
 Площа ділянки (території) об'єкта, кв.м 3956
 Периметр ділянки (території) об'єкта, м.п. 264

Складений у поточних цінах станом на " 1 " грудня 2022 р.

	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість, обсяг робіт	Вартість одиниці, тис.грн.	Загальна вартість, тис.грн.
Глава 1. Підготовка території будівництва					
1.1.	Відведення земельної ділянки, виготовлення землепорядної докум.	- "-	0	27,30	0,000
1.2.	Створення геодезичної мережі для будівництва	- "-	0	0,22	0,000
1.3.	Освоєння і інженерна підготовка території будівництва	- "-	0	14,30	0,000
	Разом				0,000
Глава 3. Об'єкти підсобного і обслуговувального призначення					
3.1.	Адміністративно-побутові приміщення	- "-	43,08	6,530	281,312
3.2.	Ремонтно-технічні майстерні (допоміжні цехи, майстерні, склади, естакади, лабораторії)	- "-	43,08	0,000	0,000
3.3.	Господарські будівлі і приміщення (охорона, прохідна, сміттєзбиральник, тощо)	- "-	43,08	1,330	57,296
	Разом				338,609
Глава 4. Об'єкти енергетичного господарства					
4.1.	Трансформаторна підстанція	об'єкт	0	1839,000	0,000
4.2.	Лінії електропостачання	км	0	1013,00	0,000
	Разом				0,000

Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата

Атестаційна робота магістра

Арк

10
2

Глава 5. Об'єкти транспортного господарства і зв'язку						
5.1.	Автомобільні під'їзди та внутрішні шляхи	об'єкт	1	627,00	627,000	
5.2.	Будівлі по обслуговуванню транспорту: депо, гаражі, стоянки	об'єкт	1	477,600	477,600	
5.3.	Паркінги, автостоянки	об'єкт	1	992,00	992,000	
5.4.	Зовнішні роботи і будівлі для усіх видів зв'язку	об'єкт	1	561,00	561,000	
	Разом				2657,600	
Глава 6. Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, теплопостачання та газопостачання						
6.1.	Зовнішні мережі водопостачання, водозабірні, насосні споруди	км	0,6	249,00	149,400	
6.2.	Зовнішні мережі каналізації, очисні споруди	км	0,6	411,00	246,600	
6.3.	Зовнішні мережі теплопостачання, бойлерні, котельні	км	0,6	616,55	369,930	
6.4.	Зовнішні мережі газопостачання	км	0	0,00	0,000	
	Разом				765,930	
Глава 7. Благоустрій та озеленення території						
7.1.	Огорожа території	100 м.п. периметру	2,64	27,39	72,310	
7.2.	Озеленення та малі архітектурні форми	100 м2 дільниці	39,56	10,80	427,248	
7.3.	Зовнішнє освітлення	100 м2 дільниці	39,56	3,42	135,295	
7.4.	Пішохідні доріжки, тротуари	об'єкт	1	550,00	550,000	
7.5.	Спортивні та ігрові майданчики	об'єкт	1	155,000	155,000	
	Разом				1339,853	

Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата
-----	-----	------	-------	--------	------

Атестаційна робота магістра

Арк

10
3

Зведений кошторисний розрахунок в сумі 48665 тис.грн.
 У тому числі зворотних сум 41 тис.грн.
Зведений кошторисний розрахунок вартості об'єкта будівництва
ГЕСКОПСТРУКЦІЯ ПЕЖИЛІВЦІ 2-ПОВЕРХОВІ БУДІВЛІ
м. Кам'янець-Подільський.
(найменування об'єкта будівництва)

Складений у поточних цінах станом на " 1 " грудня 2022 р.

№ ч.ч.	Номери кошторисів	Найменування глав, будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	Загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
	КНУ п.3.32	Глава 1				
		Підготовка території будівництва				
		Відведення земельної ділянки	0	0	0	0
		Розбивка осей, перенесення в натуру			0	0
		Інженерна підготовка території	0	0	0	0
		Разом по главі 1	0	0	0	0
		Глава 2				
	КНУ п.3.33	Об'єкти основного призначення				
	№ 02-01	2 - поверхова будівля в м. Кам'янець-Подільський	24794	920		25714
		Разом по главі 2	24794	920	0	25714
	КНУ п.3.34	Глава 3				
		Об'єкти підсобного та обслуговуючого призначення				
		Адміністративно-побутові приміщення	182,9	98,5		281,3
		Ремонтно-технічні майстерні (допоміжні цехи, майстерні, склади, естакади)	0,0	0,0		0,0
		Господарські будівлі і приміщення (охорона, прохідна, сміттєзбиральник,	37,2	20,1		57,3
		Разом по главі 3	220,1	118,5		338,6

Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата
-----	-----	------	-------	--------	------

Атестаційна робота магістра

КНУ п.3.35	Глава 4					
	Об'єкти енергетичного господарства					
	Трансформаторна підстанція	0	0	0	0	0
	Лінії електропостачання	0	0	0	0	0
	Разом по главі 4	0,0	0,0	0,0	0,0	0
КНУ п.3.35	Глава 5					
	Об'єкти транспортного господарства і зв'язку					
	Зовнішні роботи і будівлі для усіх видів зв'язку	493,7	67,3	561		
	Автомобільні під'їзди та внутрішні шляхи	551,8	75,2	627		
	Будівлі по обслуговуванню транспорту: депо, гаражі, стоянки	420,3	57,3	478		
	Паркінги, автостоянки	873,0	119,0	992		
	Разом по главі 5	2338,7	318,9	2658		
КНУ п.3.35	Глава 6					
	Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, теплостачання та газопостачання					
	Зовнішні мережі водопостачання, водозабірні, насосні споруди	82,2	67,2	149,40		
	Зовнішні мережі каналізації, очисні споруди	135,6	111,0	246,60		
	Зовнішні мережі теплостачання, бойлерні, котельні	203,5	166,5	369,9		
	Зовнішні мережі газопостачання	0,0	0,0	0,0		
	Разом по главі 6	421,3	344,7	765,93		
КНУ п.3.35	Глава 7					
	Благоустрій і озеленення території					
	Огорожа території	72,3		72,3		
	Озеленення та малі архітектурні форми	427,2		427,2		
	Зовнішнє освітлення	135,3		135,3		
	Пішохідні доріжки, тротуари	550,0		550,0		
	Спортивні та ігрові майданчики	155,0		155,0		
	Разом по главі 7	1339,9		1340		
	Разом по главах 1-7	29113,9	1702,0	30816	0,0	

Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата
-----	-----	------	-------	--------	------

Атестаційна робота магістра

Арк

10
5

КНУ п.3.36	Глава 8					
	Тимчасові будівлі і споруди					
	Зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення	277				277
	Разом по главі 8	277				277
	Разом по главах 1-8	29390,5	1702	0		31092
КНУ п.3.37	Глава 9					
	Кошти на інші роботи та витрати					
	Зимове подорожчання	147,0				147
	Інші витрати				50	50
	Разом по главі 9	147			50	197
	Разом по главах 1-9	29537,5	1702	50		31289
КНУ п.3.38	Глава 10					
	Утримання служби замовника □					
	Утримання служби замовника (включаючи технічний нагляд)				782	782
	Витрати замовника з проведення тендерів				63	63
	Формування страхового фонду документації				19	19
	Разом по главі 10				864	864
КНУ п.3.38	Глава 11					
	Підготовка експлуатаційних кадрів					
	Разом по главі 11				0	0
КНУ п.3.38	Глава 12					
	Проектно-вишукувальні роботи та авторський нагляд					
	Вартість проектно-вишукувальних робіт				939	939
	Вартість експертизи проектної документації				15	15
	Кошти на здійснення авторського нагляду				31	31
	Разом по главі 12				954	954

Зм.	Кіл	Арк.	№ док	Підпис	Дата
-----	-----	------	-------	--------	------

Атестаційна робота магістра

Арк

10
6

Список літератури

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія.
2. ДБН В1.1-12:2014 «Будівництво в сейсмічних районах України».
3. ДБН В.1.2-2:2006*. Навантаження і впливи. Норми проектування. – Чинний від 01. 01. 2006.
4. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд
5. ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель».
6. ДБН В.2.6-98:2009*. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Чинний від 01.09.2010 (зі зміною № 1 від 01.04.2012).
7. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Чинний від 01.09.2010.
8. Барашиков А.Я. Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование. –К: Вища школа, 1987. – 416 с.
9. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. - Київ: Мінбуд України, 2006. – Чинний від 01. 07. 2007.
10. ДБН В.2.6-98:2009*. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Чинний від 01.09.2010 (зі зміною № 1 від 01.04.2012).
11. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Чинний від 01.09.2010.
12. Методичні вказівки до практичних занять, самостійної та індивідуальної роботи з дисциплін «Будівельні конструкції», «Експериментально-теоретичні основи розрахунку залізобетонних та кам'яних конструкцій» та «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів всіх форм навчання

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							10
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		8

- спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / Укладачі: Ю. В. Бондаренко, М. Г. Салія, Р. М. Шемет – Харків: ХНУБА, 2017. – 58с.
13. Методичні вказівки до виконання курсового проекту № 2 «Конструкції збірної залізобетонної багатоповерхової будівлі» із дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво тв. цивільна інженерія» професійного спрямування «Промислове і цивільне будівництво» [Електронний ресурс] / Укладачі: О.Ф. Пугачов, К.В. Спіранде. – Харків: ХНУБА, 2017. - 149 с.
 14. Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» «Розрахунок та конструювання попередньо напружених залізобетонних конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації «Промислове і цивільне будівництво» денної та заочної форм навчання [Електронний ресурс] / Укладачі: К.В. Спіранде, С.В.Бутенко, Ю.М.Избаш – Харків: ХНУБА, 2017.- 115 с.
 15. Методичні вказівки до виконання курсової роботи "Основи і фундаменти", Бойко, Олійник, Раценко, Диптан. м.Київ, КНУБА, 2007р.
 16. ГОСТ 13580-85
 17. Технологія будівельного виробництва. В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко-Київ:Вицашкола,2002.-431с.
 18. Методичні вказівки до виконання курсового проекту (роботи) «Підсилення будівельних конструкцій при реконструкції будівлі» з дисципліни «Реконструкція будівель і споруд» для студентів спеціальності 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації: промислове і цивільне будівництво (ПЦБ) / В.В. Савйовський, Д. А. Соловей, О.С. Молодід – К.: КНУБА, 2016. – 71 с.
 19. Навчальний посібник «Реконструкція будівель і споруд» Савйовський В.В./Київ -320с.
 20. ДБН В.2.3-5-2001 Вулиці та дороги населених пунктів
 21. Методичні вказівки до виконання курсової роботи на тему: "Будівництво

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							10
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		9

газопроводу" з дисципліни ""Організація і планування будівництва" для студентів за напрямом підготовки «Будівництво» 6.060101 професійного спрямування "Теплогазопостачання та вентиляція " всіх форм навчання.

/Якимчук Б.Н, Макаренко Р.М., А.Г.Куковський. – Рівне: НУВГП, 2011 –20с

22. ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015

23. ДБН А.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва. – К.: Мін-регіонбуд України, 2012. – 96 с.

24. ДБН Д.2.2–99. Ресурсні елементарні кошторисні норми на будівельні роботи (РЕКН). Збірники 1, 5 – 12, 15 –19. – К.:Держбуд України, 2000.

25. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 96 с.

						<i>Атестаційна робота магістра</i>	Арк
							11
<i>Зм.</i>	<i>Кіл</i>	<i>Арк.</i>	<i>№док</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		0