

Допущено до захисту
Завідувач кафедри гірничих
технологій та будівництва
ім. проф. Бакка М.Т.

ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»

Факультет гірничої справи, природокористування та будівництва

Кафедра гірничих технологій та будівництва ім. проф. Бакка М.Т.

Освітній ступінь вищої освіти: «бакалавр»

Галузь знань: 19 «Архітектура та будівництво»

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

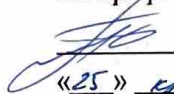
Освітньо-професійна програма: «Промислове та цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри гірничих

технологій та будівництва

ім. проф. Бакка М.Т.

 **Сергій БАШИНСЬКИЙ**
«25» квітня 2025_р.

З А В Д А Н Н Я

для виконання кваліфікаційної роботи

на здобуття освітнього ступеня «бакалавр»

Здобувач(ка) Костюченко Віктор Іванович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема кваліфікаційної роботи Нове будівництво 18-и поверхового багатоквартирного житлового будинку з офісними приміщеннями по вул. Кирилівській в м. Києві

Керівник роботи к.т.н., доц. Байда Денис Миколайович

(вчений ступінь, посада, прізвище, ім'я, по батькові)

Затверджені наказом закладу вищої освіти від «25» квітня 2025 № 154/с

2. Тип роботи (проект типу БКП або наукова робота типу БКР)

БКП

(БКП / БКР)

3. Термін подання роботи здобувачем 30.05.2025

4. Вихідні дані:

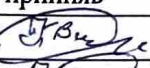
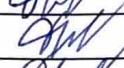
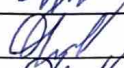
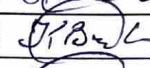
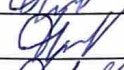
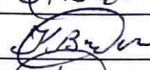
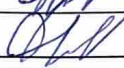
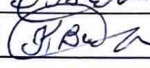
Архітектурно-будівельні рішення, результати інженерно-геологічних вишукувань. Джерела: завдання на проектування, архітектурне планувальне рішення, державні будівельні норми та ДСТУ.

5. Зміст текстової частини (пояснювальної записки):

Вступ. Розділ 1. Архітектурно-будівельні рішення (АБ); Розділ 2. Будівельні конструкції (БК); Розділ 3. Основи і фундаменти (ОФ); Розділ 4. Технологія будівельного виробництва (ТБВ) Розділ 5. Організація будівництва (ОБ); Розділ 6. Охорона праці та навколишнього середовища (ОПНС); Висновки; Список використаних джерел

6. Зміст графічної або демонстраційної частини з переліком обов'язкових креслеників: Фасад 1-5, фасад 5-1, план поверху на відмітці -3.900, генплан, розріз 1-1, деталі утеплення, вузол парапету. План перекриття, пустотна плита. Колона, розріз 3-3, сітка С-4.Геологічний розріз.Календарний графік зведення надземної частини.Сіткова модель будівництва, графік виконання робіт по об'єкту.Будгенплан, умовні позначення, експлікація будівель та споруд.

7. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Виконання прийняв
Архітектурні рішення	Байда Д.М., доц. кафедри	03.02 	17.02 
Конструктивні рішення	Байда Д.М., доц. кафедри	17.02 	10.03 
Основи та фундаменти	Байда Д.М., доц. кафедри	10.03 	24.03 
Технологія будівництва	Байда Д.М., доц. кафедри	24.03 	7.04 
Організація будівництва	Байда Д.М., доц. кафедри	7.04 	28.04 

8. Дата видачі завдання 03 лютого 2025 р.

Календарний план

№ п/п	Найменування етапів виконання кваліфікаційної роботи	Терміни виконання		Примітка
		Початок	Закінчення	
1	Отримання індивідуального завдання	03.02	03.02	
2	Аналіз вихідних даних, збір нормативної та довідкової інформації	03.02	10.02	
3	Розробка архітектурно-будівельних рішень	03.02	17.02	
4	Проектування будівельних конструкцій надземної та підземної частин	17.02	24.03	
5	Розробка рішень з технології будівництва	24.03	07.04	
6	Організація будівництва (будгенплан, календарний графік)	07.04	28.04	
7	Оформлення графічної частини	28.04	05.05	
8	Написання та редагування ПЗ	05.05	12.05	
9	Перевірка та консультації з керівником	12.05	19.05	
10	Доопрацювання та подання готової роботи	19.05	30.05	

Здобувач(ка)


(підпис)

В.І. Костюченко
(ініціали, прізвище)

Керівник роботи


(підпис)

Д.М. Байда
(ініціали, прізвище)

Я, **Костюченко Віктор Іванович**, цим засвідчую, що представлена до захисту бакалавська робота на тему: **«Нове будівництво 18-и поверхового багатоквартирного житлового будинку з офісними приміщеннями по вул. Кирилівській в м. Києві»** виконана на основі власних наукових досліджень. Текст не містить доробку інших дослідників без відповідних посилань на їх праці.

Я попереджений(на) про те, що у разі виявлення фактів порушення мною академічної доброчесності буду недопущений(на) до захисту, а в разі отримання диплому – буду позбавлений(на) його відповідно до: Закону України «Про освіту», Постанови Кабінету Міністрів України «Про затвердження Порядку скасування рішення про присудження ступеня вищої освіти та присвоєння відповідної кваліфікації» та Положення про академічну доброчесність та етику академічних взаємовідносин в Державному університеті «Житомирська політехніка».

«16» червня 2025 р.



(підпис)

ЗМІСТ

ЗМІСТ	3
ВСТУП	9
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ	11
1.1 Загальна частина.....	11
1.2 Загальний опис об'єкту проектування.	11
1.3 Генеральний план.....	12
1.3.1 Опис генерального плану	12
1.3.2 Організація рельєфу	12
1.3.3 Благоустрій та озеленення.....	13
1.4 Об'ємно-планувальні рішення.	13
1.5 Архітектурно-планувальні рішення.	13
1.6 Архітектурно-конструктивні рішення.....	14
1.7 Зовнішнє та внутрішнє оздоблення.....	17
1.8 Теплотехнічний розрахунок огорожувальної конструкції	21
1.9 Протипожежні заходи.....	23
1.10 Санітарні умови та вимоги	24
1.11 Опалення та вентиляція.	24
1.12 Водопостачання та каналізація.	24
Висновки по розділу 1.....	25
РОЗДІЛ 2 БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ	26
2.1 Загальна частина.....	26

					ГТТБ.БКП25.192.10.05							
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата								
Розробив		Костюченко В.І			Нове будівництво 18-и поверхового багатоквартирного житлового будинку з офісним приміщенням по вул. Кирилівській в м. Києві	Літ.		Аркуш		Аркушів		
Керівник		Байда Д.М.							1	5		
Н. контроль		Башинський С.І.				ДУ «Житомирська політехніка», 192 «Будівництво та цивільна інженерія», гр. ЗПЦБ-21						
Рецензент		Котенко В.В.										
Затвердив		Башинський С.І.										

2.2 Розрахунок багатопустотної плити перекриття за першою групою граничних станів.....	26
2.2.1 Компоновування перерізу плити перекриття.	27
2.2.2 Збір навантажень та визначення розрахункових зусиль	28
2.2.3 Розрахунок міцності плити за нормальним перерізом.	32
2.2.4 Визначення миттєвих втрат попереднього напруження.	33
2.2.5 Розрахунок на міцність похилих перерізів.	34
2.3 Розрахунок багатопустотної плити перекриття за другою групою граничних станів.....	35
2.3.1 Обмеження рівня напружень	35
2.3.2 Обмеження ширини тріщин	36
2.3.3 Мінімальна площа армування.....	36
2.3.4 Побудова епюр зусиль у залізобетоні без прямих розрахунків.....	37
2.3.5 Визначення ширини розкриття тріщин.....	37
2.3.6 Побудова діаграми моментів і визначення прогинів розрахунковим шляхом	38
2.3.7 Розрахунок прогину	39
2.4 Розрахунок та конструювання ригеля за першою групою граничних станів	40
2.4.1 Загальна частина та компоновування перерізу	40
2.4.2 Побудова епюр зусиль M і Q	41
2.4.3 Добір робочої арматури.....	42
2.5 Розрахунок ригеля за другою групою граничних станів.....	47
2.5.1 Обмеження рівня напружень	47
2.5.2 Обмеження розкриття тріщин.....	48
2.5.3 Мінімальна площа армування.....	50

					ГТТБ.БКП25.192.10	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		2

	6
2.5.4 Перевірка прогинів без прямих розрахунків	50
2.6 Розрахунок колони першого поверху	51
2.6.1 Компонування перерізу та збір навантажень.....	51
2.6.2 Розрахунок міцності перерізу ствола колони	52
2.6.3 Розрахунок основної робочої арматури	55
2.6.4 Розрахунок консолі колони	56
2.6.5 Перевірка несучої здатності колони.....	57
Висновки по розділу 2	58
РОЗДІЛ 3 ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	59
3.1 Підготовка даних для проектування	59
3.1.1 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика	59
3.1.2 Визначення навантажень на фундамент	59
3.2 Розрахунок фундаменту в варіанті мілкого закладання	61
3.2.1 Визначення розмірів подошви	63
3.2.2 Розрахунок осідання фундаменту мілкого закладання.....	64
3.3 Розрахунок фундаменту у варіанті з забивних паль.....	67
3.3.1 Вибір глибини закладання ростверку і марки паль.....	67
3.3.2 Визначення несучої здатності паль і розміщення їх у ростверку	67
3.3.3 Розрахунок осідання пальового фундаменту.....	70
3.3.4 Конструювання ростверку.....	76
3.4 Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів	76
3.4.1 Вибір глибини закладання ростверку і довжини паль.....	76
3.4.2 Визначення несучої здатності паль і розміщення їх у ростверку	77
3.4.3 Перевірка навантаження на найбільш завантажену палю	80
3.5 Техніко-економічне порівняння фундаментів	81
3.5.1 Підрахунок об'ємів робіт.....	83
3.5.2 Вибір кращого варіанту. Складання кошторисного розрахунку	83
Висновки по розділу 3.....	84
РОЗДІЛ 4 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	85
4.1 Загальна частина.....	85

					ГТТБ.БКП25.192.10	Арк.
						3
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

	7
4.2 Характеристика будівлі.....	85
4.3 Визначення об'ємів робіт.....	86
4.4 Калькуляція працевитрат та заробітної плати	86
4.5 Вибір оптимальної технології виконання БМР.....	88
4.6 Вибір комплекту машин та механізмів для виконання робіт	88
4.7 Технічна документація на виконання робіт при зведенні будівлі.....	92
4.8 Вказівки по контролю якості робіт та техніки безпеки	94
4.9 Розрахунок ТЕП календарного графіку та графіку руху робітників	99
4.10 ТЕП проекту.....	99
Висновки по розділу 4.....	100
РОЗДІЛ 5 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА.....	101
5.1 Розрахунок нормативної тривалості будівництва об'єкту.....	101
5.2 Проектування елементів графіків виконання робіт.....	102
5.2.1 Організаційно-технологічні рішення потокового виконання робіт.....	102
5.2.2 Побудова графічних моделей тривалості будівництва та графіків руху робочих кадрів, роботи будівельних машин та механізмів і витрат матеріальних ресурсів	102
5.3 Розрахунок і проектування будгеплану.....	106
5.3.1 Вимоги до проектування будівельного генерального плану	106
5.3.3 Розрахунок площ і проектування тимчасових складів на будівельному майданчику	110
5.3.4 Розрахунок площі і проектування тимчасових мереж водозабезпечення будівельного майданчика	110
5.3.5 Розрахунок площі і проектування тимчасових мереж електропостачання будівельного майданчика.....	112
5.4 Вимоги техніки безпеки і охорони праці та пожежної безпеки на будмайданчику	113
5.5 Техніко-економічні показники проекту	115
Висновки по розділу 5	115
РОЗДІЛ 6 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА	116
6.1 Аналіз умов праці	116

					ГТТБ.БКП25.192.10	Арк.
						4
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

6.2 Карта умов праці.....	119
6.3 Розрахунок заземлення розчинозмішувальної станції	122
Висновки по розділу 6	123
ВИСНОВКИ	124
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	126
ДОДАТКИ.....	129

					ГТТБ.БКП25.192.10	Арк.
						5
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

ВСТУП

Актуальність теми. Тема цієї бакалаврської дипломної роботи "Нове будівництво 18-и поверхового багатоквартирного житлового будинку з офісним приміщенням по вул. Кирилівській в м. Києві", є надзвичайно актуальною в наш час, коли під час війни зруйно-вано велику кількість квадратних метрів житла. Цілком очевидним є факт, що у післявоєнний час будівництво стане однією з найважливіших галузей відновлення нашої держави. Завдяки застосуванню сучасних технологій та будівельних ма-теріалів, на сьогоднішній день ми зобов'язані будувати житло, що відповідає всім вимогам будівництва, у тому числі воєнними викликами починаючи з 24 лютого 2022 року.

Відновлення України після завершення воєнного конфлікту в контексті будівництва можна здійснювати з урахуванням переосмислення уроків війни, з обов'язковим укріпленням несучих конструкцій та створенням захищеного простору у будівлях. Це повинно відбуватися послідовно, поступово, з нововведеннями, відповідно до календарного плану (графіка) виконання робіт. Під час будівництва об'єкта необхідно дотримуватися будівельних норм, правил і стандартів, а також технічних умов проекту.

Мета роботи. Закріпити та розширити теоретичні знання, отримати практичні навички використання сучасних програмних комплексів, поглибити основні принципи роз-рахунку та проектування споруди з комплексним розв'язанням архітектурно-конструкторських та інженерно-економічних задач.

Для вирішення поставленої мети необхідно розв'язати наступні задачі: обрати тип основних несучих конструкцій, їхній крок, прольоти, основні матеріали. розрахувати несучу конструкцію ригеля та колони першого поверху, плити перекриття із збірного залізобетону, підібрати армування, оцінити деформативність плити;

-запроектувати фундамент під несучу стіну будівлі;

-розробити календарний графік зведення об'єкту будівництва, підібрати основні машини та механізми для зведення, обрахувати основні техніко-економічні показники;

					ГТТБ.БКП25.192.10			
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Нове будівництво 18-и поверхового багатоквартирного житлового будинку з офісним приміщенням по вул. Кирилівській в м. Києві Літ. Аркуш Аркушів 1 2 ДУ «Житомирська політехніка», 192 «Будівництво та цивільна інженерія», гр. ЗПЦБ-21			
Розробив		Костюченко В.І						
Керівник		Байда Д.М.						
Н. контроль		Башинський С.І.						
Рецензент		Котенко В.В.						
Затвердив		Башинський С.І.						

-провести аналіз умов праці.

Поставлені задачі будуть основою для формування розділів бакалаврської роботи: архітектурно-будівельного рішення, конструктивного рішення, основи і фунда-ментів, технології будівельного виробництва, організації будівництва та охорони праці.

					ГТТБ.БКП25.192.10	Арк.
						2
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ

1.1 Загальна частина

Архітектура будинків і споруд покликана задовольняти різноманітні сторони життєдіяльності людини. Відповідаючи певним матеріальним і духовним запитам, будинки і споруди повинні разом з тим відповідати світогляду суспільства.

Значні за своїм архітектурно-художнім образом будинки й споруди, особливо їхні комплекси організують міські простори, стаючи архітектурною динамікою. Їм належить важлива містобудівна роль і в районах житлової забудови, і в нових чи реконструйованих міських центрах.

Вимог, що пред'являються до архітектури разом з функціональною доцільністю, зручністю і красою, входять вимоги технічної доцільності і економічності. Окрім раціонального планування приміщень, що відповідає тим або іншим функціональним процесам зручність всіх будівель забезпечується правильним розподілом сходів, ліфтів, розміщенням устаткування і інженерних мереж (санітарні прилади, опалювання, вентиляція).

Скорочення витрат в будівництві здійснюється раціональними об'ємно-планувальними рішеннями будівель, правильним вибором будівельних і

1.2 Загальний опис об'єкту проектування

Даний проект передбачає будівництво житлового будинку з приміщеннями громадського призначення у місті Києві.

Відведена для будівництва ділянка відповідає стандартним вимогам.

Ділянка обмежена житловою забудовою та проїздами.

Площа забудови 804,10 м².

Рельєф ділянки нерівномірний.

Відмітки поверхні землі в межах ділянки змінюються від 238,64 до 241,76 м.

Район будівництва згідно [1] значенням ваги снігового покриву відноситься до 4 району; за значенням вітрового тиску – до 3 району; за значеннями товщини стінки ожеледі – до 3 району; за значеннями вітрового навантаження при ожеледі – до 3 району.

Глибина промерзання ґрунту 0,939 м.

Характеристичне снігове навантаження 1410 Па.[1]

Характеристичне вітрове навантаження 460 Па.[1]

Характеристична товщина стінки ожеледі 16 мм.[1]

Характеристичне вітрове навантаження при ожеледі 200 Па.[1]

					ГТТБ.БКП25.192.10.01			
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив		Костюченко В.І			Нове будівництво 18-и поверхового багатоквартирного житлового будинку з офісним приміщенням по вул. Кирилівській в м. Києві	Літ.	Аркуш	Аркушів
Керівник		Байда Д.М.					1	15
Н. контроль		Башинський С.І.				ДУ «Житомирська політехніка», 192 «Будівництво та цивільна інженерія», гр. ЗПЦБ-21		
Рецензент		Котенко В.В.						
Затвердив		Башинський С.І.						

Температура найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92 -22°C . [2]
 Температура найбільш жаркої п'ятиденки забезпеченістю 0,99 $+23^{\circ}\text{C}$. [2]
 Тривалість опалювального періоду 182 дні. [2]

1.3 Генеральний план

1.3.1 Опис генерального плану

Генеральний план ділянки розроблено на основі плану забудови міста Київ, документів землевідведення, матеріалів інженерно – геологічних вишукувань та топографо–геодезичної зйомки майданчику. Ділянка під забудову знаходиться в місті Київ.

Площа ділянки 0,4141 га;
 Площа забудови 804,10 м²;
 Площа озеленення 1326,93 м²;
 Площа доріг і майданчиків з твердим покриттям 2380,12 м².
 На ділянці розташовані наступні будівлі і споруди: будівля, котельня.

1.3.2 Організація рельєфу

Вертикальне планування вирішено на генеральному плані в масштабі 1:500. По вертикальному плануванні проектом передбачено створення зручних входів, під'їздів і підходів до них.

Схему організації рельєфу територій виконують методом проектних відміток.

Чорні відмітки визначають згідно з топографічним планом інтерполяцією між чорними горизонталями:

$$H_x = H_A + (H_A + H_B) \cdot (l / L), \quad (1.1)$$

де H_B – відмітка, нижчележачої горизонталі;
 H_A – відмітка, вищележачої горизонталі;
 L – відстань між горизонталями;
 l – відстань від шуканої точки до горизонталі.

В даному випадку чорні відмітки знаходимо за допомогою графічного методу.

Розрахунок червоних позначок:

$$H_{\text{черв}} = H_{\text{чорн.мах}} + (0,2 \div 0,5),$$

$$H_{\text{черв.1}} = 240,41 + 0,5 = 240,91 \text{ (м)}.$$

Наступні червоні:

$$H_{\text{черв.}} = H_{\text{черв.попер.}} \pm i \cdot d, \quad (1.2)$$

де i – уклон;

d – довжина, ширина будинку.

$$H_{\text{черв2}} = 240,91 + 0,007 \cdot 17,12 = 241,36 \text{ м};$$

$$H_{\text{черв3}} = 241,36 - 0,051 \cdot 41,71 = 238,76 \text{ м};$$

$$H_{\text{черв4}} = 238,76 + 0,003 \cdot 17,12 = 238,86 \text{ м};$$

Знайдемо позначку на місцевості чистої підлоги:

$$H_{\pm 0,000} = H_{\text{черв.мах}} + 0,45; \quad (1.3)$$

$$H_{\pm 0,000} = 244,9 \text{ м}.$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.01	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		2

1.3.3 Благоустрій і озеленення

Озеленення ділянки передбачає посадку декоративних дерев, засів запланованих поверхонь газонними травами, влаштування квітників, насадження чагарників.

Роботи по озелененню виконувати після проведення підземних інженерних мереж, влаштування проїздів, тротуарів, майданчиків. Газони та квітники влаштовувати на добре підготовленому, спланованому ґрунті. Товщина ґрунтового шару для газонів та квітників повинна бути не менше 0,15 м.

Проектом передбачено комплекс робіт по благоустрою та озелененню території, в який входять:

- влаштування асфальтобетонного покриття проїздів;
- влаштування тротуарів та майданчиків з твердим покриттям;
- насадження дерев листяних порід на вільних від забудови та мереж ділянках;
- засівання газонів багаторічними травами;
- влаштування квітників;
- встановлення дитячого майданчику та місць для відпочинку.

1.4 Об'ємно - планувальні рішення

Таблиця 1.1 – Об'ємно-планувальні показники

№п/п	Найменування	Од. вим.	Примітка
1	2	3	4
1	Загальна площа	м ²	5877,29
2	Корисна площа	м ²	575,47
3	Розрахункова площа	м ²	2128,23

На першому поверсі житлового будинку запроектовано: нежитлові приміщення (торгові площі), нежитлові приміщення (гаражі), електрощитова, кімната для персоналу, кімната для прибирального інвентаря, санвузол.

На подальших 18-ти поверхах запроектовано 9 житлових квартир на кожному поверсі, 6 з яких двокімнатні та 3 однокімнатні. Загальна кількість квартир у будинку складає 81 шт.

1.5 Архітектурно-планувальні рішення

Архітектурно-планувальні рішення житлового будинку визначились виходячи із загальної композиційної схеми забудови території, розмірів ділянки, її орієнтації та побажань замовника.

					ГТТБ.БКП25.192.10.01	Арк.
						3
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розміри в осях – 41,74 × 17,12 м, висота першого поверху 3,9 м, висота наступних поверхів складає 3,0 м. Експлікація приміщень приведена нижче.

Житловий будинок приєднується до інженерних мереж згідно технічних умов відповідних служб міста.

Даний проект виконано з врахуванням досвіду проектування, будівництва та експлуатації діючих в Україні житлових будівель.

В основу забезпечення архітектурно-планувальних рішень покладено рішення проблеми співіснування архітектурної виразності, підвищення загального технічного рівня будувannya, впровадження прогресивних будівельних процесів і методів індустріального оздоблення будівель.

Таблиця 1.2 – Експлікація приміщень

Номер приміщення	Найменування	Площа, м ²	Кат.* приміщення
1	Кухня	1312,92	
2	Житлова кімната	1660,05	
3	Загальна кімната	459,18	
4	Санвузол	53,55	
5	Ванна кімната	105,03	
6	Суміщений санвузол	219,15	
7	Коридор	594,00	
8	Гардеробна	106,20	
9	Коридор загальний	424,29	
10	Сходові клітка	150,50	
11	Нежитлові приміщення	72,99	
12	Ліфтова шахта	45,90	
13	Колясочна	35,05	
14	Санвузол	11,52	
15	Кімната для прибирання інвентаря	6,88	
16	Кімната для персоналу	16,92	
17	Нежитлові приміщення (торгові площі)	363,48	
18	Нежитлові приміщення (гаражі)	167,96	
19	Електрощитова	8,29	
20	Водомірний вузол	8,27	
21	Комірка	8,71	

1.6 Архітектурно-конструктивні рішення

Житловий будинок являє собою безкаркасний будинок. В якості несучих конструкцій в основному використовуються повздовжні цегляні стіни товщиною 510 мм, та стіни з бетонних блоків товщиною 510 мм, на які обпираються пустотні залізобетонні плити перекриття. Кладка зовнішніх стін утеплюється

					ГТТБ.БКП25.192.10.01	Арк.
						4
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

мінераловатними плитами "Rockmin" товщиною 120 мм. В осях Е-1...Е-5 запроектовані залізобетонні пілони перерізом 500х700 мм, на які обпираються залізобетонні ригелі перерізу 300х500 мм.

Покриттям житлової будівлі є плоска покрівля, яка складається з: пароізоляції (2 мкр), стяжки цементно -піщаної (М100 – 20 мм), розуклонки з керамзито -бетоної (20...150мм), утеплювача (200 мм), стяжки цементно-піщаної армованої (М100 – 40 мм), підкладаючого шару (склопласт СПОЛИ - 5мм), верхнього шару (поліестр СПОЛИ – 5мм). Ухил плоскої покрівлі складає $i = 0,020^0 - 0,264^0$.

Фундаменти запроектовано пальові С9-30. Глибина занурення пальового фундаменту прийнята з врахуванням інженерно – геологічних та конструктивних умов 12,85 м. Розміри палі 300х300 мм розміри ростверку фундаменту: $b=1,32$ м.

Відвід атмосферних опадів здійснюється за допомогою внутрішнього водовідведення з полівінілхлоридних труб Ø100 мм.

Таблиця 1.3 – Прийняті конструктивні рішення

№ п.п.	Найменування	Опис конструкцій
1	2	3
1	Фундаменти	Фундаменти з забивних паль С9-30. Глибина закладання 12,85 м. Розміри поперечного перерізу паль 300х300 мм, ширина ростверку фундаменту: $b=1,32$ м. Клас бетону паль С9-30 - С16/20
2	Гідроізоляція горизонтальна	2 шари наплавленого КРЕМБІТУ по праймеру
3	Гідроізоляція вертикальна	Пофарбування герметизуючою мастикою ГЕРМАБУТИЛ-2М
4	Зовнішні стіни	Товщиною 510 мм із керамічної цегли та кладка з бетонних блоків 510 мм з утеплювачем зовнішніх стін із мінераловатних плит "Rockmin" товщиною 80 мм
5	Перекриття	Пустотні залізобетонні плити. Максимальна межа вогнестійкості перекриття – REI 60, максимальна межа поширення вогню - М0.

					ГТТБ.БКП25.192.10.01	Арк.
						5
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Таблиця 1.3 – Прийняті конструктивні рішення

№ п.п.	Найменування	Опис конструкцій
1	2	3
6	Перегородки	Цегляні товщиною 120 мм, та з гіпсоплит товщиною 80мм. Мінімальна межа вогнестійкості перегородок – EI60, група за межою поширення вогню – M0
7	Сходова клітка	Сходові марші - збірні залізобетонні сходи за серією С.1.055.1 В1 та швелер 20 l=5100 мм . Сходові площадки – монолітні залізобетонні плити товщиною 80 мм. Огородження сходів за серією 1.100.2 -5, випуск 1. Мінімальна межа вогнестійкості елементів сходової клітки – R60, максимальна межа поширення вогню – M0
8	Покрівля	Пароізоляція, стяжка цементно-піщана, розуклонки з керамзито-бетонної, утеплювач, стяжки цементно - піщана армована, підкладаючий шар, верхній шар з поліестру СПОЛИ .

Специфікація збірних з/б елементів для зведення надземної частини будівлі наведені в табл. 1.4.

Таблиця 1.4 - Специфікація з/б елементів

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од., кг	Примітка
1	2	3	4	5	6
1	ГОСТ 8509-70	Сходові марші Швелер 20 l=5100 мм	19	10	
3	С.1055.1 В1	Сходинок залізобетонна ЛС-12	180		
Загальна вага конструкцій					28170
Плити перекриття					
П1		ПБ 60.15-8-12К7-9К7	230	2800	
П2		ПБ 60.15-8-12К7-9К7	50	2800	
П3		ПБ 70.15-8-12К7-9К7	200	3430	
П4		ПБ 70.12-8-12К7-9К7	50	3400	
П5		ПБ 28.12-8-9К7	-	1120	

					ГТТБ.БКП25.192.10.01	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		6

Продовження табл. 1.4

1	2	3	4	5	6
П6		ПБ 20.12-8-9К7	10	1120	
П7		ПБ 20.0.7-8-9К7	10	1080	
П8		ПБ 36.15-8-9К7	23	1700	
П8А		ПБ 36.12-8 -9К7	5	1660	
П9		ПБ 49.15 -8-9К7	1	2292,5	
Пм1		Плита монолітна Пм- 1	2	235,5	
Пм2		Плита монолітна Пм-2	1	235,5	
Пм3		Плита монолітна Пм-3	1	235,5	
Пм4		Плита монолітна Пм-4	-	404,25	
Пм5		Плита монолітна Пм-5	-	404,25	
Пм6		Плита монолітна Пм-6	500	5,125	
Загальна вага конструкцій					801290
Ригелі					
Р-1		Р-1	10		1,42 м ³
Загальна вага конструкцій					
Пілони					
К-1		К-1	11	66,36	1,35 м ³
Загальний об'єм монолітних ділянок					97,29 м ³

1.7 Зовнішнє та внутрішнє оздоблення

Оздоблення фасадів - складова комплексу фасадних робіт, один із способів надати індивідуальність будівлі та покращити її експлуатаційні характеристики. Поряд з чисто зовнішньою, декоративною функцією, оздоблення виконує ряд найважливіших завдань по захисту систем будинку від негативних впливів навколишнього середовища.

Зовнішнє оздоблення переважно двох типів. Кладка зовнішніх стін з кера-

					ГТТБ.БКП25.192.10.01	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		7

мічної цегли утеплюється мінераловатними плитами "Rockmin" з подальшим оздобленням керамічною цеглою.

Вікна застосовані металопластикові.

Стіни у внутрішніх приміщеннях виконано переважно звичайною штукатуркою та полімерною шпаклівкою "Ceresit СТ 127" з пофарбуванням водоемульсійними фарбами.

В сантехнічних приміщеннях та кухнях виконано облицювання керамічною плиткою з застосуванням для герметизації швів і стиків силіконового герметика "CS 25".

Плитка є досить надійним і практичним матеріалом, і широко використовується у наш час.

Стеля виконана з вологостійкого гіпсокартону підшитого по несучих алюмінієвих профілях з подальшим фарбуванням водоемульсійними фарбами по полімерній шпаклівці "Ceresit СТ 126".

В таблиці 1.5 наведена специфікація елементів заповнення віконних та дверних прорізів.

Таблиця 1.5 – Специфікація елементів заповнення віконних та дверних прорізів

Марка позиц.	Позначення	Найменування	Розмір прорізу	Кільк.	Примітка
1	2	3	4	5	6
Віконні прорізи					
B1	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 26.9-63.8 ПВ Л (П) А2-Б-Б-Б-Б-Г	2690×6380	34	
B2	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 26.9-37.8 ПВ Л(П) А2-Б-Б-Б-Б-Г	2690 ×3700	8	
B3	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 26.9-37.8 ПВ Л(П) А2 -Б-Б-Б-Б-Г	2690x3700	8	
B4	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 26.9-65.6 ПВ Л(П) А2-Б-Б -Б-Б-Г	2690×6560	8	
B5	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 26.9-65.6 ПВ Л(П) А2-Б-Б-Б -Б-Г	2690×6560	8	
B6	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 26.3-46.0 ПВ Л(П) А2-Б-Б-Б-Б -Г	2630×4600	8	

					ГТТБ.БКП25.192.10.01	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		8

Продовження таблиці 1.5

1	2	3	4	5	6
B7	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 15-18.1 ПВ Л(П) А2-Б-Б-Б -Б-Г	1500×1810	18	
B8	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 15-15.5 ПВ Л (П) А2-Б-Б-Б-Б-Г	1550×1500	65	
B9	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 15-14.2 ПВ Л(П) А2 -Б-Б-Б-Б-Г	1500×1420	18	
B10	ДСТУ Б В.2.6 -23:2009	В П ОСП 26.9 -38.3 ПВ Л(П) А2-Б -Б-Б-Б-Г	2690×3830	9	
B11	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 26.9-38.3 ПВ Л(П) А2-Б-Б -Б-Б-Г	2690x3830	9	
B12	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 20.3-46.0 ПВ Л(П) А2-Б-Б-Б-Б -Г	2030x4600	1	
B13	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 24.3-46.0 ПВ Л(П) А2-Б-Б-Б-Б-Г	2430x4600	1	
B14	ДСТУ Б В.2.6 -23:2009	В П ОСП 26.9 -63.8 ПВ Л(П) А2-Б -Б-Б-Б-Г	2090x3860	2	
B15	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 26.9-37.0 ПВ Л(П) А2-Б-Б-Б -Б-Г	2090x3700	1	
B16	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 26.9-37.0 ПВ Л (П) А2-Б-Б-Б-Б-Г	2090x3700	1	
B17	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 26.9-65.5 ПВ Л(П) А2 -Б-Б-Б-Б-Г	2090x6560	1	
B18	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 26.9-65.6 ПВ Л (П) А2-Б-Б-Б-Б-Г	2090x6560	1	
Bт1	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 30.75-32.8 ПВ Л(П) А2 -Б-Б-Б-Б-Г	3075x3280	2	
Bт2	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 30.75-38.5 ПВ Л(П) А2-Б-Б -Б-Б-Г	3075x3820	1	
Bт3	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 30.75-37 ПВ Л (П) А2-Б-Б-Б-Б-Г	3200x3700	2	
Bт4	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 30.75-37 ПВ Л(П) А2-Б -Б-Б-Б-Г	3075x3700	4	

					ГТТБ.БКП25.192.10.01	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		9

Продовження таблиці 1.5

1	2	3	4	5	6
Вт5	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 30.75-37 ПВ Л(П) А2-Б-Б-Б-Б -Г	3200x3700	2	
Вт6	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В П ОСП 30.75-38.9 ПВ Л(П) А2-Б-Б-Б-Б-Г	3075x3890	1	
Вт7	ДСТУ Б В.2.6 -23:2009	В П ОСП 24.00 -30.60 ПВ Л(П) А2-Б -Б-Б-Б-Г	2400x3060	1	
Дверні прорізи					
Д1	ДСТУ Б В.2.6 -23:2009	Д Д Од 21-10.1 По К П Б2-Б-Б -А	2100x1010	36	
Д2	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21-10.1 По К Л Б2-Б-Б-А	2100×1010	45	
Д3	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21-13.1 По К Л(П) Б2-Б-Б-А	2100x1310	45	
Д4	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21-9.1 По К П Б2-Б-Б-А	910x2100	36	
Д5	ДСТУ Б В.2.6 -23:2009	Д Д Од 21-9.1 По К П Б2-Б-Б -А	910x2100	27	
Д6	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21-8.1 По К П Б2 -Б-Б-А	810×2100	54	
Д7	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21-8.1 По К Л Б2-Б-Б-А	810 ×2100	27	
Д8	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21 -7.1 По К П Б2-Б -Б-А	710×2100	135	
Д9	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21-7.1 По К Л Б2-Б-Б-А	710×2100	45	
Д10	ДСТУ Б В.2.6 -23:2009	Д Д Од 21-7.1 По К Л Б2-Б-Б -А	710×2100	2	
Д11	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21-7.1 По К П Б2-Б-Б-А	710×2100	2	
Д12	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21-8.1 По К Л Б2-Б-Б-А	810×2100	4	

Продовження таблиці 1.5

1	2	3	4	5	6
Д13	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21-8.1 По К П Б2-Б-Б-А	810×2100	4	
Д14	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21-9.1 По К Л Б2 -Б-Б-А	910×2100	1	
Д15	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21-9.1 По К П(Л) Б2-Б-Б-А	910×2100	3	
Д16	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 24-15.1 По К П(Л) Б2-Б-Б-А	1510×240 0	1	
Д17	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 27-25 По К П(Л) Б2-Б-Б-А	2500×270 0	8	
Д18	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21-10.1 По К Л Б2 -Б-Б-А	1100×210 0	2	
Д19	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Д Д Од 21-10.1 По К Л Б2-Б-Б-А	1100 ×21 00	1	

Підлоги в нежитлових приміщення (гаражі) та в приміщеннях машинного відділення ліфта - шліфувальні ; в водомірному вузлі, електрощитовій, санвузлах та ванних кімнатах, сходових клітках, тамбурах, коридорах загального користування, кімнаті прибирального інвентарю та кімнаті персоналу – керамічна підлога; у житлових приміщеннях, кухнях, коридорах та гардеробних квартир – паркетна підлога.

Конструкції підлог наведені в додатку В.

1.8 Теплотехнічний розрахунок огорожуючої конструкції

Визначаємо фактичний термічний опір теплопередачі і коефіцієнт теплопередачі зовнішньої стіни будинку, який будується в місті Київ. На рис .1.1 наведено конструктивний розріз стіни.

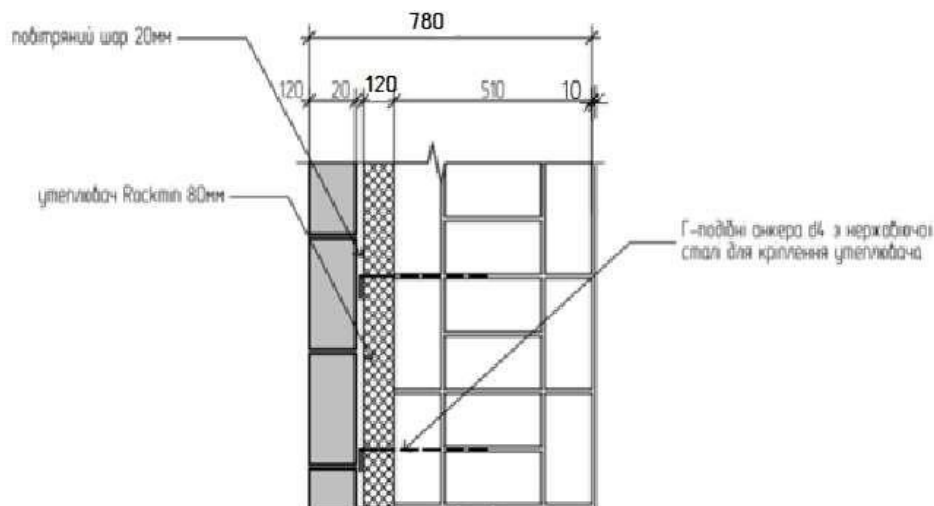


Рисунок 1.1 – Переріз зовнішньої стіни будинку

Переріз зовнішньої стіни будинку:

					ГТТБ.БКП25.192.10.01	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		11

Q - тепловий потік;

t_z - температура зовнішнього повітря;

t_b - температура внутрішнього повітря.

Ця конструкція зовнішньої стіни є реальною і прийнята до проекту, як найбільш економічно доцільна.

Розрахунок:

Згідно будівельно-кліматичних районів України [2] місто області відноситься до нормальної зони вологості.

Прийнято, що вологісний режим приміщень житлового будинку нормальний. Залежно від вологісного режиму приміщення і зони вологості визначаємо, що умови експлуатації зовнішньої стіни – Б.

Знаходимо конструктивні характеристики конструктивних шарів зовнішньої стіни.

Визначаємо температурну зону в якій знаходиться місто Київ за кількістю градусо-днів опалювального періоду, що розраховується за формулою:

$$\text{КГД} = (t_b - t_{\text{оп}}) \cdot z_{\text{оп}} = (20 + 0,2) \cdot 182 = 3676,4 \text{ (Г-Д)}, \quad (1.4)$$

де КГД – кількість градусо-днів;

$t_b = 20^\circ\text{C}$ – розрахункова температура внутрішнього повітря [2];

$t_{\text{оп}} = -0,2^\circ\text{C}$ – середня температура опалювального періоду (з середньодобовою температурою повітря $\leq 8^\circ\text{C}$) [2];

$z_{\text{оп}} = 182$ доби – тривалість опалювального періоду (з середньодобовою температура-турою повітря $\leq 8^\circ\text{C}$) [2];

За кількістю градусо-днів та згідно карти-схем температурних зон України [2] встановлюємо, що місто Київ знаходиться у I температурній зоні України, де для зовнішньої стіни з утеплювачем нормальний термічний опір теплопередачі повинен бути:

$$R_{\text{норм}} = 4,0 \text{ (м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт)} \quad (1.5)$$

Опір теплопередачі стіни визначаємо за формулою:

$$R_0 = R_{\text{в}} + R_k + R_n, \quad (1.6)$$

де R_k – термічний опір стіни, $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$;

$R_{\text{в}}$ – опір теплопередачі на внутрішній поверхні стіни, $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$,

$$R_{\text{в}} = 1/\alpha_{\text{в}};$$

$\alpha_{\text{в}}$ – коефіцієнт тепловіддачі на внутрішній поверхні стіни,

$$\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C});$$

R_n – опір тепловіддачі з зовнішньої поверхні стіни, $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$,

$$R_n = 1/\alpha_{\text{н}};$$

$\alpha_{\text{н}}$ – коефіцієнт тепловіддачі з зовнішньої поверхні для зимових умов,

$$\alpha_{\text{н}} = 23 \text{ Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C});$$

$$R_k = R_1 + R_2 + R_3 + R_4,$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.01	Арк.
						12
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

де $R_3 = \delta_3 / \lambda_3$ – термічний опір шару утеплювача, $\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$;
 λ_3 – коефіцієнт теплопровідності матеріалу утеплювача, $\text{Вт} / \text{м} \cdot ^\circ\text{C}$;
 δ_3 – товщина утеплювача, м.

Термічні опори шарів стіни, включаючи шар утеплювача, визнаємо наступним чином:

$$R_1 = \delta_1 / \lambda_1; \quad R_2 = \delta_2 / \lambda_2; \quad R_4 = \delta_4 / \lambda_4,$$

де δ_i – товщини конструктивних шарів стіни, м;
 λ_i – коефіцієнти теплопровідності конструктивних шарів, $\text{Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$.

$$R_0 = \frac{1}{\alpha} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,93} + \frac{0,51}{0,64} + \frac{0,12}{0,038} + \frac{0,02}{0,18} + \frac{0,12}{0,35} + \frac{1}{23} = 4,58 (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт})$$

$$R_0 = 4,57 (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}) \geq R_0^{\text{сп}} = 4,0 (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}).$$

Отже, оскільки нерівність виконується, то зовнішня стіна відповідає сучасним будівельним вимогам. Визначаємо коефіцієнт теплопередачі зовнішньої стіни:

$$k = \frac{1}{R_{\phi}^3}, \text{Вт} / (\text{м}^2 \cdot \text{К}), \quad (1.7)$$

$$k = \frac{1}{3,52} = 0,28 (\text{Вт} / (\text{м}^2 \cdot \text{К})).$$

1.9 Протипожежні заходи

Комплекс протипожежних заходів включає: попередження виникнення пожеж, обмеження вогню при виникненні пожежі, створення умов для евакуації людей та матеріальних цінностей із палаючої будівлі та забезпечення умов для швидкої локалізації та гасіння пожеж.

За ступенем вогнестійкості будівлі відноситься до III класу, оскільки будівля з несучими та огорожувальними конструкціями з природних та штучних кам'яних матеріалів, з плоскою системою даху.

Об'єкт забезпечений засобами зовнішнього та внутрішнього пожежегасіння.

Зовнішнє пожежегасіння забезпечується від пожежогасіння на мережі водопроводу міста.

Внутрішнє пожежегасіння забезпечується дренчерною системою пожежегасіння, та за допомогою первинних засобів пожежегасіння-вогнегасників, які розміщені на сходових клітинах.

Також передбачено такі заходи по попередженню і розповсюдженню пожеж:

- при розміщенні будівлі було враховано напрямлення вітру;
- двері на шляхах евакуації виконані такими, що самі закриваються ущільненням в притворах;
- для оздоблення приміщень прийняті негорючі та важкогорючі матеріали;
- в місцях перепаду висот на покрівлі передбачені металеві сходи;

					ГТТБ.БКП25.192.10.01	Арк.
						13
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- первинні засоби пожежогасіння будівлі складають пінні вогнегасники;

1.10 Санітарні умови та вимоги

З метою забезпечення найбільш сприятливих умов для проживання людей передбачається створення в приміщеннях нормативних освітленостей і температурно – вологісного режиму.

В приміщеннях дозволяється застосування миючих і дезінфікуючих засобів, дозволених Міністерством здоров'я України.

На майданчику виділене місце з твердим покриттям, на якому встановлені контейнери для збору сміття. Сміття повинно вивозитись щоденно.

1.11 Опалення і вентиляція

Для підтримання в приміщеннях будинку параметрів повітряного середовища у відповідності до санітарних норм передбачається влаштування систем опалення і вентиляції.

Запроектовано окремо розташовану котельню на твердому палеві. Вентиляція будівлі запроектована у вигляді вентиляційних каналів, що встановлені в стінах будинку у приміщеннях санвузлів, ванних кімнатах та кухнях.

1.12 Водопостачання та каналізація

Система водопроводу – об'єднана господарсько – питна – протипожежна.

Джерелом водопостачання водопроводу будівлі є існуючий водопровід міста, який прокладений від існуючої мережі водопостачання.

Схема холодного водопроводу будинку прийнята тупикова з нижніми розведенням. Внутрішній водопровід будинку складається з наступних елементів: уведення водопроводу, водомірного вузла, магістральних трубопроводів, розподільчих трубопроводів та стояків. На мережі водопостачання встановлюється наступна арматура: водорозбірна та запірно -регулююча.

На вході в будівлю на першому поверсі передбачено водомірний вузол з лічильником холодної та гарячої води. Для забезпечення роботи пожежних кранів на випадок пожежі в водомірному вузлі передбачена паралельна обвідна гілка водопроводу з встановленням на ній засувки з електроприводом. Об'єкт оснащено системою побутової каналізації.

Система побутової каналізації запроектована для забезпечення відводу стічної води від сантехприладів. Стічні води самотіком відводяться в існуючу мережу каналізації міста.

					ГТТБ.БКП25.192.10.01	Арк.
						14
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Висновки по розділу 1

1. Запропонований 18-поверховий житловий будинок є архітектурно привабливим, відповідає сучасним вимогам щодо об'ємно-планувальних рішень, є комфортним та компактним за площею квартир, розрахований на середній ціновий сегмент.
2. Теплотехнічний розрахунок огорожувальної конструкції стіни показав, що вимоги останньої редакції ДБН В.2.6-31-2021 «Теплова ізоляція будівель» витримано, а саме термічний опір стіни $R_{стени}=4,57 > R_{q,min} = 4,0 \text{ (м}^2 \text{ К/Вт)}$, .
3. Оскільки проект був затверджений до початку війни, з урахуванням вимог до нового будівництва, при відсутності підвалу, наведено схему руху мешканців будинку до найближчого укриття.

					ГТТБ.БКП25.192.10.01	Арк.
						15
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 2 БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

2.1 Загальна частина

Залізобетонні конструкції мають низку переваг у порівнянні з іншими будівельними конструкціями. Такими є: довговічність - при правильній експлуатації залізобетонні конструкції можуть служити невизначено довгий час без зниження її міцності, гарний опір статичним та динамічним навантаженням, вогнетривкість, дешевизна та гарні експлуатаційні якості, влаштування складних архітектурних форм.

У данній роботі виконано розрахунок збірного залізобетонного перекриття, збірного залізобетонного ригеля та колони першого поверху.

2.2 Розрахунок багатопустотної плити перекриття за першою групою граничних станів

2.2.1 Компонування перерізу плити перекриття

При komponуванні перекриття прийнято багатопустотну плиту перекриття номінальною шириною 1500 мм. Висоту плити перекриття приймаємо з умов уніфікації $h_{пл} = 220$ мм (як типових плит). Пустоти плит приймаємо діаметром 159 мм (з умови, що пуансони-пустотоутворювачі будуть виготовлятися з тр. 159×7). Мінімальна товщина полук в пустотних плитах становить 25...30 мм, ребер – 30...35 мм. З цих умов приймаємо кількість пустот 7 штук. Розташування пустот в плиті по ширині прив'язуємо до типових плит, які виготовляються на заводських стендах (рис. 2.2).

Для встановлення розрахункового прольоту плити попередньо задаємося розмірами ригеля для житлової будівлі (рис. 2.1). Довжина ригеля дорівнює $L = 6,2$ м (поперечний проліт в осях). Висота ригеля з конструктивних вимог $h = (1/12 \dots 1/10) \cdot L = 0,49 \dots 0,68$ м. Приймаємо $h = 500$ мм.

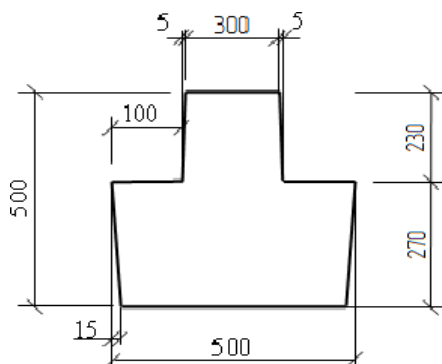


Рисунок 2.1 – Поперечний переріз ригеля житлової будівлі

					ГТТБ.БКП25.192.10.02		
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата			
Розробив	Костюченко В.І				Нове будівництво 18-и поверхового багатоквартирного житлового будинку з офісним приміщенням по вул. Кирилівській в м. Києві	Літ.	Аркуш
Керівник	Байда Д.М.					1	33
Н. контроль	Башинський С.І.					ДУ «Житомирська політехніка», 192 «Будівництво та цивільна інженерія», гр. ЗПЦБ-21	
Рецензент	Котенко В.В.						
Затвердив	Башинський С.І.						

Ширина ребра $b=300$ мм, ширина полиць складає 100 мм. Ширину швів між ригелем та плитами перекриття приймаємо 10 мм.

Розрахунковий проліт плити перекриття:

$$\ell_0 = \ell_n - 2 \cdot y_{\text{обп.ст}} = 7,13 - (120 \cdot 2/3) \cdot 2 = 6,97 \text{ (мм)}.$$

$y_{\text{обп.ст}}$ – ордината центра ваги прикладення навантаження при обпиранні плити на стіну;

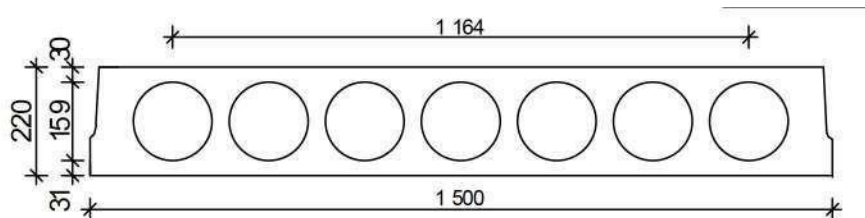


Рисунок 2.2 - Поперечний переріз багатопустотної плити перекриття

2.2.2 Збір навантажень та визначення розрахункових зусиль

Підрахунок навантажень на 1 м^2 перекриття зведений в таблицю 2.1.

Таблиця 2.1 – експлуатаційні і розрахункові навантаження на 1 м^2 перекриття та покриття

№, п/п	Тип навантаження	Характеристичне значення навантаження $y, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	γ_{fm}	γ_n^I	γ_n^{II}	Граничне значення навантаження, кН/м^2	Експлуатаційне значення навантаження, кН/м^2
1	2	3	4	5	6	7	8
Постійне							
1	Багатопустотна плита	3,0	1,1	1,1	0,975	3,63	2,925
2	Цементно-піщана стяжка ($\delta=20$ мм; $\rho=1400 \text{ кг/м}^3$)	0,28	1,3	1,1	0,975	0,95	0,273
3	Керамічна плитка ($\delta=10$ мм; $\rho=1800 \text{ кг/м}^3$)	0,18	1,2	1,1	0,975	0,238	0,176
5	Всього	3,46				4,818	3,374
Тимчасове							

Продовження таблиці 2.1

1	2	3	4	5	6	7	8
6	Корисне навантаження	4	1,2	1,1	0,975	5,28	3,9
Σ		7,46				10,09	7,27

Розрахункове навантаження на 1 м погонний довжини по ширині плити 1,5 м:

постійне $g = 4,818 \cdot 1,50 = 7,227$ (кН/м);

повне $g+v = 10,09 \cdot 1,50 = 15,135$ (кН/м).

Експлуатаційне навантаження на 1м погонний:

постійне $g = 3,374 \cdot 1,5 = 5,061$ (кН/м);

повне $g+v = 7,27 \cdot 1,5 = 10,905$ (кН/м).

Зусилля від розрахункових навантажень:

$$M = (g+v)l^2_0/8 = 15,135 \cdot 7^2/8 = 92,70 \text{ (кНм);}$$

$$Q = (g+v)l_0/2 = 15,135 \cdot 7/2 = 52,97 \text{ (кН).}$$

Зусилля від експлуатаційних навантажень:

$$M = (g+v)l^2_0/8 = 10,905 \cdot 7^2/8 = 66,79 \text{ (кНм);}$$

$$Q = (g+v)l_0/2 = 10,905 \cdot 7/2 = 38,16 \text{ (кН).}$$

2.2.3 Розрахунок міцності плити за нормальним перерізом

Багатопустотну плиту приймаємо армованою попередньо напруженою арматурою класу А600С. Спосіб створення попереднього напруження – механічний на упори форм. До тріщиностійкості плити пред'являються вимоги 3-ої категорії. Виріб підлягає тепловій обробці при атмосферному тиску.

Характеристики бетону та арматури зведені в таблицю 2.2.

Таблиця 2.2 – Розрахункові характеристики бетону та арматури

Бетон С25/30		Арматура			
		А600С (попередньо напружена)		А240С	
$f_{ck,prism}$, МПа	22	f_{pk} , МПа	630	f_{yk} , МПа	240
f_{cd} , МПа	17	$f_{p0,1k}$, МПа	575	f_{yd} , МПа	228,6
f_{ctm} , МПа	2,6	f_{pd} , МПа	480	f_{ywd} , МПа	170
$\epsilon_{c3,cd}$	0,68	ϵ_{ud}	0,018	ϵ_{ud}	0,025
$\epsilon_{cu3,cd}$	3	E_p , МПа	$1,9 \cdot 10^5$	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$
γ_{c1}	0,9	γ_s	1,2	γ_s	1,05

Для розрахунку за першою групою граничних станів фактичний переріз

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						3
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

плити (див. рис. 2.2) приводимо до еквівалентного таврового перерізу. (рис. 2.3).
Круглі пустоти діаметром $d = 159$ мм умовно замінюємо квадратними пустотами з стороною $a = \sqrt{\pi d^2 / 4} \approx 0,9d = 0,9 \cdot 159 = 143,1$ мм. Кількість пустот в плиті $n_{\pi} = 7$ шт. Ширина верхньої полиці плити $b_f' = 1500$ мм, нижньої полиці - $b_f = 1500$ мм. Ширина ребра таврового перерізу $b_w = (b_f' + b_f)/2 - n_{\pi} a = 1500 - 7 \cdot 143,1 = 498$ мм. Висота полицки перерізу - $h_{eff} = (h - a)/2 = (220 - 143,1)/2 = 39$ мм.

Розрахункову ширину полиці приймаємо з умови її включення в роботу, $h_{eff}/h = 39/220 = 0,177 > 0,1$, тому $b_f' = b_w + 12 \cdot h_{eff} = 498 + 12 \cdot 39 = 957$ мм.

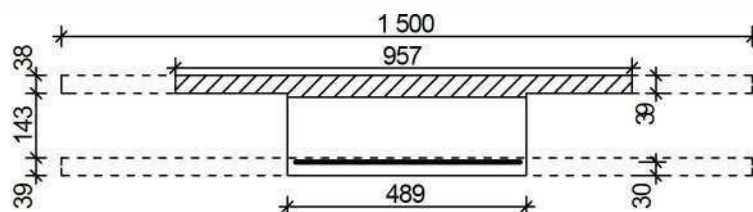


Рисунок 2.3 – Розрахунковий переріз плити

Приймаємо розрахунковий захисний шар арматури $a_s = 30$ мм. Робоча висота перерізу $d = h - a_s = 220 - 30 = 190$ мм.

Підбір робочої попередньонапруженої арматури виконуємо як для прямокутного перерізу розмірами 220x997 мм.

Визначаємо коефіцієнт λ за формулою []:

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}}, \quad (2.1)$$

$$k_{\lambda} = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} \quad (2.2)$$

де - $\varepsilon_{cu3,cd}$ - граничні розрахункові деформації бетону при стиску на межі руйнування;

$\varepsilon_{c3,cd}$ - розрахункові деформації бетону при стиску на межі текучості.

$$\lambda = \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 0,77.$$

$$k_{\lambda} = \frac{1 + 0,77(1 + 0,77)}{3(1 + 0,77)} = 0,44$$

Визначаємо максимально можливу висоту стиснутої зони бетону за формулою []:

$$x_{lr} = d \cdot \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{s0}} \quad [м], \quad (2.3)$$

де - d – робоча висота перерізу;

ε_{s0} - відносні деформації видовження арматури на межі текучості, визначаються за формулою (2.4).

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{pd}}{E_p}, \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_{s0} = \frac{480}{1,9 \cdot 10^5} = 0,0025.$$

$$x_{lr} = \frac{0,19 \cdot 0,003}{0,003 + 0,0025} = 0,103(\text{м}).$$

$$q_c = \frac{1}{2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \gamma_{cl} \cdot (1 + \lambda) \quad (2.5)$$

$$q_c = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 0,9 \cdot 0,957 \cdot (1 + 0,77) = 12,95(\text{МН})$$

де $f_{cd} \cdot \gamma_{cl}$ - розрахункова міцність бетону на стиск з врахуванням коефіцієнту умов роботи

b – ширина прийнятого розрахункового прямокутного перерізу.

$$a_{ef} = h_{eff} \cdot k_\lambda \quad (2.6)$$

де $h_{eff} = h_f$ - висота верхньої полицки приведенного перерізу плити.

$$a_{ef} = 0,038 \cdot 0,44 = 0,01716$$

$$F_c = h_{eff} \cdot q_c \quad (2.7)$$

$$F_c = 0,038 \cdot 12950 = 492,1(\text{кН})$$

$$z_{ins} = d - a_s \quad (2.8)$$

$$z_{ins} = 0,19 - 0,01716 = 0,17284(\text{м})$$

$$M_f = F_c \cdot z_{inc} \quad (2.9)$$

$$M_f = 492,1 \cdot 0,17284 = 85,05(\text{кН} \cdot \text{м})$$

$M_{Ed} = 92,70 (\text{кН} \cdot \text{м}) > M_f = 85,05 (\text{кН} \cdot \text{м})$, отже стиснута зона знаходиться в полиці та частині ребра. Розглядаємо випадок, коли в полиці напруження бетону постійне:

$$B_1 = b_f' + \frac{0,5 \cdot (1 + \lambda)}{\lambda} \cdot b_w \quad (2.10)$$

$$B_1 = 0,957 + \frac{0,5 \cdot (1 + 0,77)}{0,77} \cdot 0,489 = 1,52 (\text{м})$$

$$B_2 = 0,5 \cdot b_f' + \frac{0,5 \cdot (1 + \lambda)}{\lambda} \cdot b_w \cdot \frac{1 + 2 \cdot \lambda}{3 \cdot \lambda} \quad (2.11)$$

$$B_2 = 0,5 \cdot 0,957 + \frac{0,5 \cdot (1 + 0,77)}{0,77} \cdot 0,489 \cdot \frac{1 + 2 \cdot 0,77}{3 \cdot 0,77} = 1,096 (\text{м})$$

$$F_{cf1} = f_{ed} \cdot \gamma_{cl} \cdot h_{eff} \cdot B_1 \quad (2.12)$$

$$F_{cf1} = 17 \cdot 0,9 \cdot 0,038 \cdot 1,52 = 0,883 (\text{МН})$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						5
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$a_{cf} = h_{eff} \cdot \frac{B_2}{B_1} \quad (2.13)$$

$$a_{cf1} = 0,038 \cdot \frac{1,096}{1,52} = 0,027 \text{ (м)}$$

$$M_{f1} = F_{cf1} \cdot (d - a_{cf1}) \quad (2.14)$$

$$M_{f1} = 883 \cdot (0,19 - 0,027) = 143,93 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

$M_{Ed} = 92,70 \text{ (кН} \cdot \text{м)} < M_{f1} = 143,93 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$, отже зона рівномірного розподілу напружень знаходиться в полиці. Стиснута зона розповсюджується в ребро, але зона рівномірного розподілу знаходиться в поличці. Необхідно перевірити умову:

$$x_1 = h_{eff} \cdot \left[\frac{x_1 < x_{lr} - M_{ed} \cdot \left(\frac{1 - \lambda}{\lambda} \right)}{\lambda \cdot M = M} \right] \quad (2.15)$$

$$x_1 = 0,038 \cdot \left[\frac{1 - \frac{143,93 - 92,70}{143,93 - 85,50} \cdot \left(\frac{1 - 0,77}{0,77} \right)}{0,77} \right] = 0,039 \text{ (м)} \quad (2.16)$$

Оскільки $x_1 = 0,039 \text{ (м)} < x_{lr} = 0,103 \text{ (м)}$, умову виконано. Знаходимо необхідну площу робочої поздовжньої арматури:

$$F_c = 0,5 \cdot \gamma_{c1} \cdot f_{ed} \cdot \left[b_f \cdot x_1 \cdot (1 + \lambda) - (b_f - b_w) \cdot \frac{(x - h_{eff})^2}{x_1 \cdot (1 - \lambda)} \right] \quad (2.17)$$

$$F_c = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot \left[0,957 \cdot 0,039 \cdot (1 + 0,77) - (0,957 - 0,489) \cdot \frac{(0,039 - 0,038)^2}{0,039 \cdot (1 - 0,77)} \right] = 504,95 \text{ (кН)}$$

$$A_s = \frac{F_c}{f_{yd}} \quad (2.18)$$

$$A_s = \frac{504,95}{480 \cdot 10^3} = 10,52 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}$$

Приймаємо 8Ø14 A600C, $A_s = 12,32 \text{ см}^2$.

Величина захисного шару:

$$a_s^{\min} = 1,5 \cdot d + 10 = 1,5 \cdot 14 + 10 = 30 \text{ (мм)} = a_s = 30 \text{ (мм)}.$$

Розміщення робочих стержнів в перерізі зображено на рисунку 2.4

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		6

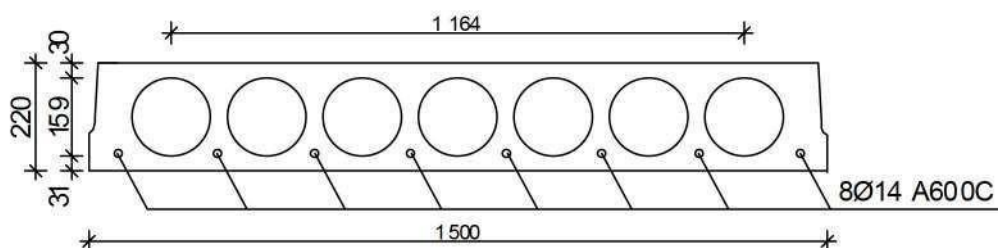


Рисунок 2.4 – Схема розміщення робочих поперевжніх арматурних стержнів в перерізі плити

2.2.4 Визначення миттєвих втрат попереднього напруження

Втрати від релаксації напружень в арматурі при механічному способі натягнення визначаються за формулою:

$$P_{\max} = A_p \sigma_{\max, P}, \text{ [кН]}, \quad (2.19)$$

де $\sigma_{p, \max}$ – максимальні напруження, що прикладені до попередньо напруженої арматури, менше з двох – $0,8 \cdot f_{yk}$ або $0,9 \cdot f_{p0.1k}$;

A_p – площа перерізу попередньо напруженої арматури.

$$\sigma_{p, \max} = 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ (МПа)},$$

$$P_{\max} = 12,32 \cdot 10^{-4} \cdot 504 \cdot 10^3 = 620,93 \text{ (кН)}.$$

Втрати внаслідок релаксації бетону:

$$\Delta P = 30 \cdot A_p, \text{ (кН)}.$$

$$P_r = 0,03 \cdot A_p \cdot \sigma_{p, \max, P} = 0,03 \cdot 12,32 \cdot 10^{-4} \cdot 504 \cdot 10^3 = 18,62 \text{ (кН)}.$$

Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \text{ [кН]}, \quad (2.20)$$

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

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P_{\max}}{A_c} + \frac{P_{\max} \cdot e}{W_c} - \frac{M_{ev}}{W_c}, \text{ (кН)}.$$

A_c – площа бетону, яка визначається за формулою:

$$A_c = b \cdot h - \frac{\pi \cdot \varnothing^2}{4} = 1,50 \cdot 0,22 - \frac{3,14 \cdot 0,159^2}{4} \cdot 7 = 0,191 \text{ (м}^2\text{)};$$

e – ексцентриситет, який визначається за формулою:

$$e = \frac{h}{2} - a_s = \frac{220}{2} - 30 = 80 \text{ (мм)};$$

W_c – момент опору перерізу плити, який визначається за формулою:

$$W_c = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1,50 \cdot 0,22^2}{6} = 0,012 \text{ (м}^3\text{)};$$

M_{cv} – момент від власної ваги, який визначається за формулою:

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						7
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$M_{cv} = \frac{q_{пл} \cdot l^2}{8} = \frac{3 \cdot 6,97^2}{8} = 18,21 (\text{кН} \cdot \text{м});$$

$$\Delta\sigma_c(t) = \frac{620,93}{0,191} + \frac{620,93 \cdot 0,08}{0,012} - \frac{18,21}{0,012} = 5872,97 \text{ (кПа)} = 5,872 \text{ (МПа)}.$$

J – коефіцієнт, рівний $\frac{(n-1)}{2n} = 1/2$;

n – кількість успішно напружених ідентичних пучків. Для спрощення може прийматись як $\frac{1}{2}$.

$$\Delta P_{el} = 12,32 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot (0,428 \cdot 5,872 \cdot 10^6 / 32,5 \cdot 10^9) = 18,10 \text{ (кН)}.$$

Втрати в анкерах, що мають місце при заклинюванні у каналах анкерних пристроїв, протягом здійснення заанкерення, після натягування і внаслідок деформацій самих анкерів визначаються за наступною формулою:

$$\Delta P_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p \cdot A_p \text{ [кН]}, \quad (2.21)$$

де Δl – обтиснення анкерів або зміщення стрижня в затискачах анкерів;
 l - відстань між зовнішніми гранями упорів.

$$\Delta P_4 = \frac{0,002}{6,97} \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot 12,32 \cdot 10^{-4} = 67,16 (\text{кН}); \text{ (МПа)}.$$

У випадку теплової обробки збірних залізобетонних елементів, зменшення натягу у арматурі і обмеження розширення бетону від температури, викликають особливі температурні втрати ΔP_θ , які визначають за формулою:

$$\Delta P_\theta = 0,5 \cdot A_p \cdot E_p \cdot \alpha_c (T_{\max} - T_0) \text{ [кН]}, \quad (2.22)$$

де α_c - коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону;

$T_{\max} - T_0$ - різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури.

При відсутності точних даних щодо перепаду температур допускається приймати $\Delta t = T_{\max} - T_0 = 65^\circ \text{C}$.

$$\Delta P_\theta = 0,5 \cdot 12,32 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^8 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 65 = 76,07 \text{ (кН)},$$

Сума всіх втрат:

$$\Delta P = 76,07 + 67,16 + 30 + 18,10 + 18,62 = 209,95 \text{ (кН)}.$$

2.2.5 Розрахунок на міцність похилих перерізів

За похилим перерізом розрахунок проводимо як для прямокутного перерізу розмірами 489x220 мм (ребро без звисів). Захисний шар бетону $C=30$ мм.

Перевіряємо умову достатності розмірів перерізу:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad (2.23)$$

V_{Ed} - максимальна розрахункова поперечна сила на опорі від зовнішнього навантаження, $V_{Ed} = 52,98$ кН (див. п.2.2.2);

$V_{Rd,max}$ - максимальне допустиме значення поперечної сили, що може

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						8
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

витримати переріз.

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} \text{ [кН]}. \quad (2.24)$$

b_w - мінімальна ширина перерізу балки, $b_w = 0,489$ м;

d - робоча висота перерізу, $d = 220 - 30 = 0,19$ м;

v - коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві,

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \quad (2.25)$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{22}{250}\right) = 0,547.$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot 0,489 \cdot 0,19 \cdot 0,547 \cdot 17 \cdot 0,9 \cdot 10^3 = 388,78 \text{ (кН)}.$$

$$V_{Ed} = 52,98 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 388,78 \text{ кН, умова виконується, розміри перерізу достатні.}$$

Перевіряємо необхідність розрахунку поперечних стержнів:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (2.26)$$

$V_{Rd,c}$ - максимальна поперечна сила, яку може витримати бетонний переріз без поперечного армування (приймається більше значення),

$$V_{Rd,c} = \left[\zeta_{Rd,c} \cdot k(100\rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \text{ [кН]}; \quad (2.27)$$

$$V_{Rd,c} = \left[V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d \text{ [кН]}. \quad (2.28)$$

$$\zeta_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,138 \text{ - для важкого бетону;}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ d - робоча зона (в мм). } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{190}} \approx 2;$$

ρ_L - відсоток армування на опорі,

$$\rho_L = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (2.29)$$

A_{sl} - площа робочої поздовжньої арматури, яка доходить до опори, $A_{sl} = 12,32 \text{ см}^2$.

$$\rho_L = \frac{12,32 \cdot 10^{-4}}{0,489 \cdot 0,190} = 0,0132;$$

$$k_1 = 0,15;$$

σ_{cp} - середнє напруження стиску від попереднього напруження,

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 f_{cd} \text{ [МПа]} \quad (2.30)$$

$$N_{Ed} = \sigma_{sp} A_p - \Delta P = 12,32 \cdot 10^{-4} \cdot 504 \cdot 10^3 - 209,95 = 410,97 \text{ (кН)}.$$

$$\sigma_{cp} = 410,97 \cdot 10^{-3} / 0,191 = 2,15 \leq 3,4 \text{ [МПа]}.$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ [МПа]}, \quad (2.31)$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 22^{1/2} = 0,46 \text{ (МПа)}.$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,138 \cdot 2(100 \cdot 0,0132 \cdot 22)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,15 \right] \cdot 0,489 \cdot 0,190 \cdot 10^3 = 90,43 \text{ (кН);}$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						9
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$V_{Rd,c} = [0,46 + 0,15 \cdot 2,15] \cdot 0,489 \cdot 0,19 \cdot 10^3 = 72,70 \text{ (кН)}.$$

Приймаємо $V_{Rd,c} = 90,43 \text{ кН} > V_{Ed} = 52,98 \text{ кН}$, тому розрахунок поперечного армування не потрібен. Встановлюємо поперечні стержні з конструктивних міркувань. Приймаємо для арматурних каркасів КР-1, що встановлюються на при опорних ділянках, проволоку Вр-I.

Умова мінімального поперечного армування:

$$\rho_{w,min} = 0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \text{ [м}^2\text{]}, \quad (2.32)$$

$$\rho_{w,min} = 0,08 \cdot \sqrt{22} / 240 = 1,56 \cdot 10^{-3} \text{ (м}^2\text{)}.$$

Крок поперечних стержнів $S = h/2 = 110 \text{ мм}$, приймаємо $S = 100 \text{ мм}$. При цьому необхідна площа армування становить:

$$A_{sw} = \rho_w \cdot b_w \cdot S \text{ [м}^2\text{]}, \quad (2.33)$$

$$A_{sw} = 1,50 \cdot 10^{-3} \cdot 0,489 \cdot 0,1 = 0,73 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}.$$

Приймаємо 4 Ø 5 Вр-I, $A_{sw} = 0,78 \text{ см}^2$.

Для забезпечення міцності верхньої полиці плити передбачаємо на всю плиту сітку С1 з кроком поздовжніх та поперечних стержнів 150 мм; в нижній частині плити передбачаємо дві сітки С2 на приопорних ділянках, для забезпечення місцевої міцності від впливу зусилля обтиску попередньо напруженої арматури (див. граф. част. лист 1).

2.3 Розрахунок багатопустотної плити перекриття за другою групою граничних станів

2.3.1 Обмеження рівня напружень

Напруження стиску у бетоні повинні обмежуватись для запобігання виникненню поздовжніх тріщин або високих рівнів повзучості. Тому обмежуємо рівень напружень стиску до величини $\sigma_c = k_1 \cdot f_{ck}$. Оскільки плита працює в звичайних умовах, то $k_1 = 1$, $\sigma_c = f_{ck} = 22 \text{ МПа}$.

Для запобігання неприйнятному утворенню тріщин та деформування обмежується рівень напружень розтягу в арматурі:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s \leq 150 \cdot 10^{-5}; \\ \sigma_s \leq 0,75 \cdot f_{yk}. \end{array} \right. \quad (2.34)$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s2} = 94,58 \cdot 10^{-5} < 150 \cdot 10^{-5}$$

Оскільки $\varepsilon_s < \varepsilon_{su}$, то тріщини не утворюються.

$$\sigma_s = 179,72 \text{ МПа} < 0,75 \cdot 630 = 472,5 \text{ МПа}.$$

ε_s та σ_s – деформації та напруження в арматурі при експлуатаційному навантаженні, що визначені за допомогою інтерполяції згідно з додатком Г.

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						10
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

2.3.2 Обмеження розкриття тріщин

Для плити перериття житлової будівлі як конструкції всередині приміщень із сухим режимом приймаємо клас умов експлуатації ХО. Допустима ширина розкриття тріщини $w_{\max}$ для данного класу становить 0,4 мм.

2.3.3 Мінімальна площа армування

Мінімальну площу арматури за вимогами 2ГГС обчислюють:

$$A_{s,\min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} \text{ [м}^2\text{]}, \quad (2.35)$$

де A_{ct} – площа бетону у розтягнутій зоні,

$$A_{ct} = b_{f0} \cdot h_f = 1,5 \cdot 0,038 = 0,057 \text{ (м}^2\text{)};$$

σ_s – абсолютне значення максимально допустимих напружень у арматурі зразу після утворення тріщини, $\sigma_s = 6930$ МПа;

$f_{ct,eff}$ – середня величина міцності бетону на розтяг, що має місце в момент часу, коли очікується поява тріщин, $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6$ МПа;

k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних само врівноважених напружень, що спричиняють зменшення зусилля у з'єднаннях, $k = 1$ при $h < 300$ мм;

k_c – коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у межах перерізу безпосередньо перед утворенням тріщин і зміною плеча пари;

Для прямокутних перерізів і стінок коробчастих перерізів та "Т" – подібних перерізів:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \left(\frac{h}{h'} \right) f_{ct,eff}} \right] \leq 1, \quad (2.36)$$

де σ_c – середні напруження у бетоні, що діють на частину перерізу, який розглядається:

$$\sigma_c = \frac{P - \lceil P}{b \cdot h} \quad (2.37)$$

$$\sigma_c = \frac{460 - 209,95}{1,50 \cdot 0,22} = 0,757 \text{ (МПа)}.$$

$h' = h = 0,22$ м, при $h < 1,0$ м;

k_1 – коефіцієнт, що враховує впливи осьових сил на розподіл напружень, $k_1 = 2/3$, [1].

$$k_c = 0,4 \left(1 - \frac{0,757}{2/3 \cdot 1,50 / 0,22 \cdot 2,6} \right) = 0,374 < 1;$$

$$A_{s,\min} = \frac{0,374 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot 0,057}{630} = 0,88 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}.$$

$$A_{s,\min} = 0,88 \text{ см}^2 < A_s = 12,32 \text{ см}^2$$

Отже, мінімальна площа армування за вимогами 2ГГС забезпечена.

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						11
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

2.3.4 Обмеження тріщиноутворення без прямих розрахунків

Загальна товщина плити 220 мм, напруження в арматурі 179,72 МПа, діаметр робочих стержнів Ø14 та максимальний крок цих стержнів 194 мм. Аналіз даних показує, що розрахунок ширини розкриття тріщин можна не виконувати, якщо діаметр робочої арматури не перевищував Ø8 мм, а відстань між робочими стержнями не перевищував 140 мм.

Тобто, при зазначених вище вихідних даних потрібно виконувати розрахунок ширини розкриття тріщин.

2.3.5 Визначення ширини розкриття тріщин

Ширина тріщини w_k може визначатись за формулою:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (2.38)$$

де: $s_{r,max}$ – максимальний крок тріщин;

ε_{sm} – середні деформації в арматурі відповідному сполученні навантажень;

ε_{cm} – середня деформація бетону між тріщинами.

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ визначається за формулою:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s \cdot k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2.39)$$

σ_s – напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщинами, для попередньо напруженої арматури ;

$$\alpha_e - \text{відношення } E_s/E_{cm}, \quad \alpha_e = \frac{1,9 \cdot 10^5}{32,5 \cdot 10^3} = 5,85;$$

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 \cdot A_p') / A_{c,eff} \quad (2.40)$$

$$A_p' = 12,32 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2, \quad A_{c,eff} = 0,957 \cdot 0,06 = 0,05742 \text{ м}^2; \quad A_s = 0.$$

$$\xi_1^2 = 0,8;$$

$$\rho_{p,eff} = 0,8 \cdot 12,32 \cdot 10^{-4} / 0,05742 = 0,01716$$

k_t – коефіцієнт що залежить від тривалості навантаження

$k_t = 0,4$ для довготривалого навантаження.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{179,72 - 0,4 \cdot \frac{1,9 \cdot 10^5}{32,5 \cdot 10^3} \cdot (1 + 5,85 \cdot 0,01716)}{0,01716 \cdot 1,9 \cdot 10^5} = 0,00059 > 0,6 \cdot \frac{179,72}{1,9 \cdot 10^5} = 0,00057$$

Максимальний крок тріщин визначається за формулою:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}} \quad (2.41)$$

$k_1 = 0,8$ – коефіцієнт, що враховує умови зчеплення арматури з бетоном;

$k_2 = 0,5$ – коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій при згині;

$k_3 = 3,4$ – рекомендована величина;

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						12
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$k_4 = 0,425$ – рекомендована величина;

$c = 30$ (мм) – захисний шар бетону робочої арматури;

$\varnothing = 14$ (мм) – діаметр робочого армування

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 30 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{14}{0,01716} = 240,69 \text{ (мм)}$$

Тоді ширина розкриття тріщин:

$$w_k = 240,69 \cdot 59 \cdot 10^{-5} = 0,142 \text{ (мм)} < w_{max} = 0,4 \text{ (мм)}$$

Отже, ширина розкриття тріщин за розрахунком становить 0,142 мм, що менше допустимого 0,4 мм.

2.3.6 Перевірка необхідності визначення прогинів розрахунковим шляхом

Необхідність визначення прогинів розрахунковим шляхом перевіряється виконанням умови:

$$\lambda_u > \lambda \quad (2.42)$$

λ_u – гранична гнучкість елемента;

λ – фактична гнучкість.

Фактичний відсоток армування для розтягнутої арматури у середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункових навантажень:

$$\rho = \frac{A_{s,\phi}}{A_c} = \frac{12,32 \cdot 10^{-4}}{0,191} = 64,50 \cdot 10^{-4} \quad (2.43)$$

де $A_{s,\phi}$ – площа поздовжньої робочої арматури;

A_c – загальна розрахункова площа бетонного перерізу плити.

Довідковий відсоток армування :

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{22} = 0,0047 = 47 \cdot 10^{-4} \quad (2.44)$$

Так як $\rho = 0,00645 > \rho_0 = 0,0047$ граничну гнучкість розраховуємо за формулою:

$$\lambda_u = K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho_0} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad (2.45)$$

$$\rho = \frac{A_{s,\phi}}{A_c} = \frac{0,78 \cdot 10^{-4}}{0,0047} = 23,63 \cdot 10^{-4} \quad (2.46)$$

$$\lambda_u = 1,0 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \frac{0,33}{\sqrt{22}} \cdot \frac{0,0047}{0,00645 - 0,0047} + \frac{1}{12} \cdot \frac{0,0047}{\sqrt{0,0023}} \right] = 30,05$$

Оскільки для армування використовується арматура класу А600С, то граничне відношення прольоту до висоти необхідно домножити на $310/\sigma_s$, при цьому приймається, що:

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						13
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{f_{yd} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}} \quad (2.47)$$

$A_{s,req}$ – фактична (встановлена) площа арматурної сталі;
 $A_{s,prov}$ – необхідна площа арматурної сталі за першою групою граничних станів.

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{575 \cdot \frac{12,32}{10,52}} = 0,74$$

Тоді :

$$\lambda_u = 30,05 \cdot 0,74 = 22,30$$

Фактична гнучкість:

$$\lambda = \frac{l}{d} = \frac{6970}{170} = 41$$

Оскільки умова 2.42 не виконується необхідно виконувати розрахунок прогинів.

2.3.7. Розрахунок прогину

Розрахунова величина прогину визначається за формулою:

$$f = \frac{l}{r} \cdot k_m \cdot l^2 \quad (2.48)$$

де $k_m = 5/48$ – як для елемента вільно опертого по краям із рівномірним розподіленням навантаженням.

Кривизна елемента:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_3} \quad (2.49)$$

де $1/r_1$ – кривизна елемента від дії експлуатаційних постійних і тривалих навантажень (додаток Д), $1/r_1 = 0,006285$

$1/r_2$ – кривизна обумовлена усадкою бетону, внаслідок відсутності даних про умови твердіння приймається рівним 0.

$1/r_3$ – кривизна елемента від постійної і тривалої дії попереднього напруження (додаток Е), $1/r_3 = 0,005058$

$$f = (0,006285 - 0,005058) \cdot \frac{5}{48} \cdot 6,97^2 = 0,0062 \text{ (м)}$$

Максимально допустимий прогин для плити складає:

$$f_u = \frac{l}{250} = \frac{6970}{250} = 27,88 \text{ (мм)}$$

$f = 0,0062 \text{ (мм)} > f_u = 0,002788 \text{ (мм)}$ – умова не виконується

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						14
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Оскільки умова не виконується потрібно збільшити клас бетону до С30/35.

2.4 Розрахунок та конструювання ригеля за першою групою граничних станів

2.4.1 Збір навантажень і компонування перерізу

Систему ригелів розглядаємо як 18-ти пролітну балочну систему з рівними прольотами.

Розміри поперечного перерізу ригеля жилової будівлі були попередньо прийняті в пункті 2.1.1 при компонуванні збірного перекриття (рис. 2.1).

Для збору навантаження використовуємо таб. 1. з розрахунку навантаження на 1 м^2 плити перекриття. Ширина вантажної площі $B = 4,99 \text{ м}$.

Номінальна довжина ригеля складає:

$$l_1 = l_3 = L - b_k/2 - 310 = 4100 - 350 - 310 = 3440 \text{ (мм)};$$

Розрахункова довжина ригеля:

$$l_{0,1} = l_{0,3} = l_1 - 2 \cdot l_{обп,1}$$

$$l_{обп,1} = 1/2 \cdot (100 - 20) = 40 \text{ (мм)};$$

$$l_{0,1} = l_{0,3} = 3440 - 2 \cdot 40 = 3360 \text{ (мм)};$$

До постійних навантажень відносять – навантаження від підлоги, плит перекриття, власної ваги ригеля.

Граничне постійне рівномірно розподілене по довжині навантаження на ригель:

$$q = q_g \cdot B + q_{риг} = 4,818 \cdot 4,99 + 6,05 = 30,09 \text{ (кН/м)}$$

$$q_{риг} = A_{риг} \cdot \rho_{з/б} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n^I = (0,3 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,27 \cdot 0,1) \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 6,05 \text{ (кН/м)}$$

Граничне тимчасове рівномірно розподілене навантаження по довжині навантаження на ригель:

$$v = q_v \cdot B = 5,28 \cdot 4,99 = 26,34 \text{ (кН/м)}$$

Експлуатаційне постійне навантаження на ригель:

$$q = q_g \cdot B + q_{риг} = 3,374 \cdot 4,99 + 4,88 = 21,71 \text{ (кН/м)}$$

$$q_{риг} = A_{риг} \cdot \rho_{з/б} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n^{II} = (0,3 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,27 \cdot 0,1) \cdot 25 \cdot 1 \cdot 0,975 = 4,88 \text{ (кН/м)}$$

Експлуатаційне тимчасове рівномірно розподілене навантаження по довжині навантаження на ригель:

$$v = q_v \cdot B = 3,9 \cdot 4,99 = 19,46 \text{ (кН/м)}$$

Експлуатаційне повне навантаження:

$$q + v = 21,71 + 19,46 = 41,17 \text{ (кН/м)}.$$

Повний пролітний згинальний момент та поперечна сила від експлуатаційних навантажень, що виникають у ригелі:

$$M = (q + v) \cdot l_0^2 / 16 = 41,17 \cdot 3,36^2 / 16 = 29,05 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = (q + v) \cdot l_0 / 2 = 41,17 \cdot 3,36 / 2 = 69,16 \text{ кН}.$$

2.4.2 Побудова огинаючих епюр M і Q

Для побудови огинаючих епюр опорні та прольотні моменти, поперечні сили визначалися за табличними коефіцієнтами в залежності від схеми завантаження ригеля:

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						15
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$M_i = \alpha_i (\beta_i) \cdot g(v) \cdot l^2 \text{ [кН} \cdot \text{м]}, \quad (2.50)$$

$$Q_i = \gamma_i (\delta_i) \cdot g(v) \cdot l \text{ [кН]}. \quad (2.51)$$

Розрахунок опорних моментів та поперечних сил проводимо за допомогою програми «Балка-2 ». Схеми завантаження ригеля такі при яких опорні моменти та поперечні сили будуть максимальними.

Огинаючі епюри будуємо для найбільш завантаженого прольоту це зображено в графічній частині лист 3.

2.4.3 Підбір робочої арматури

Для армування ригеля використовуємо арматуру А500С для робочого армування та А240С для поперечного. Клас бетону С25 /30. Характеристики матеріалів наведені в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Характеристики матеріалів

Бетон С25/30		Арматура					
		А500С		А240С		В500	
$f_{ck,prism}$, МПа	22	f_{yk} , МПа	500	f_{yk} , МПа	240	f_{yk} , МПа	500
f_{cd} , МПа	17	f_{yd} , МПа	300	f_{yd} , МПа	228,6	f_{yd} , МПа	416,7
f_{ctm} , МПа	2,6	f_{ywd} , МПа	416,67	f_{ywd} , МПа	170	f_{ywd} , МПа	300
$\varepsilon_{c3,cd}$	0,68	ε_{ud}	0,02	ε_{ud}	0,025	ε_{ud}	0,012
$\varepsilon_{cu3,cd}$	3	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$	E_s , МПа	$1,9 \cdot 10^5$
γ_{c1}	0,9	γ_s	1,2	γ_s	1,05	γ_s	1,2

З огинаючих епюр прольотний згинальний момент $M_{пр.} = 54,17 \text{ кН} \cdot \text{м}$, опорний $M_{оп.} = 67,31 \cdot 0,85 = 57,21 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (зменшений на 15 % через появу шарніру пластичності). Поперечна сила $Q_1^{zp} = 78,19 \text{ кН}$, $Q_2^{zp} = 111,41 \text{ кН}$. Оскільки полиці ригеля в роботу не включаються, то розрахунковим буде прямокутний переріз розмірами 300х500мм.

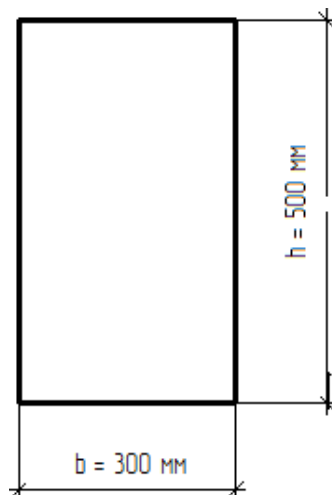


Рисунок 2.5 – Розрахунковий переріз ригеля

Розрахуємо поздовжню робочу арматуру у прольоті:

$M_{пр.} = 54,17$ кН·м. Робоча поздовжня арматура розташовується внизу. Приймаємо розрахунковий захисний шар арматури $a_s = 60$ мм. Робоча висота перерізу $d = h - a_s = 500 - 60 = 440$ мм.

Визначаємо коефіцієнт λ та k_λ за формулами 2.1 та 2.2

$$\lambda = \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 0,77.$$

$$k_\lambda = \frac{1 + 0,77(1 + 0,77)}{3(1 + 0,77)} = 0,44$$

Визначаємо максимально можливу висоту стиснутої зони бетону за формулою 2.3 та 2.4

$$\varepsilon_{s0} = \frac{416,67}{2,1 \cdot 10^5} = 0,00198.$$

$$x_{lr} = \frac{0,44 \cdot 0,003}{0,003 + 0,00198} = 0,265 \text{ (м)}.$$

$$q_c = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 0,9 \cdot 0,3 \cdot (1 + 0,77) = 4,06 \text{ (МН)}$$

Перевіряємо умову необхідності розташування робочої арматури у стиснутій зоні бетону:

$$x_1 \leq x_{lr} \quad (2.52)$$

Визначаємо висоту стиснутого бетону:

$$x_1 = \frac{d \cdot q_c - \sqrt{D_3}}{2 \cdot k_\lambda \cdot q_c} \quad (2.53)$$

Визначаємо величину дискримінанта:

$$D_3 = d^2 \cdot q_c^2 - 4 \cdot q_c \cdot k_\lambda \cdot M_{ed} \quad (2.54)$$

$$D_3 = 0,44^2 \cdot 4060^2 - 4 \cdot 4060 \cdot 0,44 \cdot 54,17 = 2804147,81$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						17
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$x_1 = \frac{0,44 \cdot 4060 - \sqrt{2804147,81}}{2 \cdot 0,44 \cdot 4060} = 0,032 \text{ (м)}$$

$x_1 = 0,032 \text{ м} < x_{1r} = 0,265 \text{ м}$, тому для даного перерізу додатково встановлювати арматуру в стиснуту зону бетону не потрібно.

Визначаємо необхідну площу робочого армування в розтягнутій зоні бетону:

$$A_s = \frac{q_c \cdot x_1}{f_{yd}} \text{ [М}^2\text{]}. \quad (2.55)$$

$$A_s = \frac{4060 \cdot 0,032}{416,67 \cdot 10^3} = 3,12 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)} = 3,12 \text{ (см}^2\text{)}$$

Приймаємо $2\varnothing 10 \text{ A500C}$, $A_s = 1,57 \text{ см}^2$ та $2\varnothing 12 \text{ A500C}$, $A_s = 2,26 \text{ см}^2$.

Фактична площа арматури в перерізі: $A_s = 1,57 + 2,26 = 3,83 \text{ см}^2$.

Уточнюємо величину захисного шару за формулою:

$$a_s^{\min} = 1,5 \cdot \varnothing + 10 = 1,5 \cdot 12 + 10 = 28 \text{ (мм)} < 60 \text{ (мм)} - \text{умову виконано.}$$

Схема армування ригеля в прольоті показана на рисунку 2.6

Так як по всій довжині розташовується тільки нижній ряд арматури, розраховуємо граничний момент, щоб отримати межі розташування верхнього ряду арматури.

Враховуючи вище обчислені величини, визначаємо висоту стиснутої зони бетону з умови початку текучості арматури:

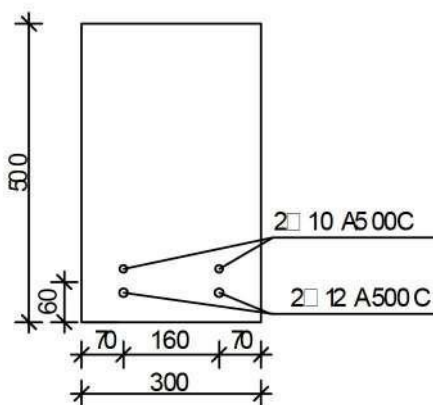


Рисунок 2.6 – Схема армування ригеля в прольоті

$$x_1 = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{q_c} \quad (2.56)$$

$$x_1 = \frac{416,67 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}}{4060} = 0,023 \text{ (м)}.$$

Визначаємо характерний випадок руйнування:

$x_1 = 0,023 \text{ (м)} < x_{1r} = 0,265 \text{ (м)}$ – руйнування балки буде відбуватися при текучості арматури.

Обчислюємо несучу здатність перерізу M_u :

$$M_u = x_1 \cdot q_c \cdot (d - x_1 \cdot k_\lambda) \quad (2.57)$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						18
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$M_u = 0,023 \cdot 4060 \cdot (0,44 - 0,023 \cdot 0,44) = 40,14 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

Далі виконуємо підбір робочої арматури на опорі:

Розрахунок проводиться аналогічно до розрахунку арматури в прольоті.
Згинальний момент на опорі $M_{оп.} = 67,31 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Робоча висота перерізу $d = h - a_s = 500 - 50 = 450 \text{ мм}$.

$$\lambda = \frac{0,003 - 0,00068}{0,003} = 0,77.$$

$$k_\lambda = \frac{1 + 0,77(1 + 0,77)}{3(1 + 0,77)} = 0,44$$

Визначаємо максимально можливу висоту стиснутої зони бетону за формулою:

$$x_{1r} = \frac{0,450 \cdot 0,003}{0,003 + 0,00198} = 0,271(\text{м}).$$

$$q_c = \frac{1}{2} \cdot 17 \cdot 0,9 \cdot 0,3 \cdot (1 + 0,77) = 4,06(\text{МН})$$

Перевіряємо умову необхідності розташування робочої арматури у стиснутій зоні бетону:

$$x_1 \leq x_{1r}$$

Визначаємо величину дискримінанта

$$D_3 = 0,45^2 \cdot 4060^2 - 4 \cdot 4060 \cdot 0,44 \cdot 67,31 = 2856958,66$$

Визначаємо висоту стиснутого бетону:

$$x_1 = \frac{0,45 \cdot 4060 - \sqrt{2856958,66}}{2 \cdot 0,44 \cdot 4060} = 0,038(\text{м})$$

$x_1 = 0,038 \text{ м} < x_{1r} = 0,271 \text{ м}$, тому для даного перерізу додатково встановлювати арматуру в стиснуту зону бетону не потрібно.

Визначаємо необхідну площу робочого армування в розтягнутій зоні бетону:

$$A_s = \frac{q_c \cdot x_1}{f_{yd}} [\text{м}^2]. \quad (2.58)$$

$$A_s = \frac{4060 \cdot 0,038}{416,67 \cdot 10^3} = 3,70 \cdot 10^{-4} (\text{м}^2) = 3,7 (\text{см}^2)$$

Приймаємо $2\varnothing 16 \text{ A500C}$, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

$a_s^{\min} = 1,5 \cdot \varnothing + 10 = 1,5 \cdot 16 + 10 = 34 (\text{мм}) < 50 (\text{мм})$ – умову виконано.

Схема армування ригеля на опорі представлена на рисунку 2.7

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						19
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

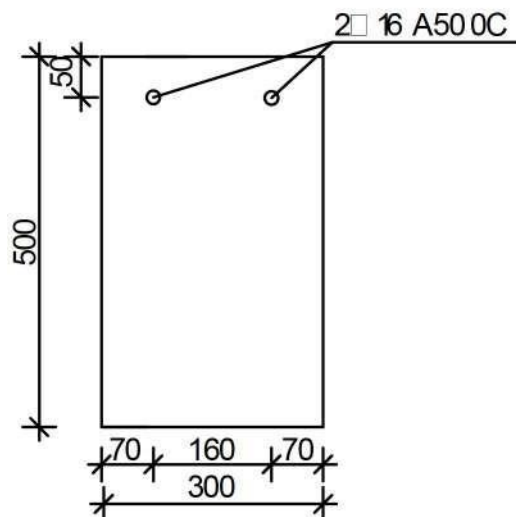


Рисунок 2.7 – Схема армування ригеля на опорі

Максимальний момент виникає тільки в опорі, розташовувати робочу арматуру по всій довжині не доцільно. Тому розраховуємо граничний момент, щоб отримати межі розташування робочої арматури на опорі. Конструктивно приймаємо $2\varnothing 16 \text{ A500C}$, $A_s = 1,57 \text{ см}^2$

Враховуючи вище обчислені величини, визначаємо висоту стиснутої зони бетону з умови початку текучості арматури за формулою (2.56)

$$x_1 = \frac{416,67 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4}}{4060} = 0,016(\text{м}).$$

Визначаємо характерний випадок руйнування:

$x_1 = 0,016 (\text{м}) < x_{1r} = 0,242 (\text{м})$ – руйнування балки буде відбуватися при текучості арматури.

Обчислюємо несучу здатність перерізу M_u за формулою (2.57):

$$M_u = 0,016 \cdot 4060 \cdot (0,45 - 0,016 \cdot 0,44) = 28,77 (\text{кН} \cdot \text{м})$$

2.4.4 Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі

Виконаємо розрахунок для приопорної ділянки ригеля, яка опирається на стіну за формулами 2.23 – 2.33

$V_{Ed} = 78,19 \text{ кН}$ (Q_1^{sp} за огинаючою епюрою);

$$d = h - \left(a_s + \frac{\varnothing}{2} \right) = 50 - \left(6 + \frac{1,4}{2} \right) = 43,3(\text{см}) = 0,433(\text{м}) ;$$

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{22}{250} \right) = 0,547.$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot 30 \cdot 43,3 \cdot 0,547 \cdot 15,3 \cdot 10^{-1} = 543,5 (\text{кН}).$$

$V_{Ed} = 78,19 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 543,5 \text{ кН}$, умова виконується, розміри перерізу

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						20
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

достатні.

Перевіряємо необхідність розрахунку поперечних стержнів:

$$c_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,3 = 0,138 \text{ - для важкого бетону;}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{433}} = 1,68;$$

$$\rho_L = \frac{4,02}{30 \cdot 43,3} = 0,003 \leq 0,02;$$

$$k_1 = 0,15;$$

σ_{cp} - середнє напруження стиску від попереднього напруження, $\sigma_{cp} = 0$.

$$V_{min} = 0,035 \cdot 1,68^{3/2} \cdot 22^{1/2} = 0,35 \text{ (МПа).}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,138 \cdot 1,68 (100 \cdot 0,003 \cdot 22)^{1/3} \right] \cdot 300 \cdot 433 = 56,14 \text{ (кН);}$$

Приймаємо $V_{Rd,c} = 56,14 \text{ кН} < V_{Ed} = 78,19 \text{ кН}$, тому потрібен розрахунок поперечного армування.

Розраховуємо інтенсивність поперечного армування.

$$\frac{V'_{Ed}}{V_{Rds}} \leq V \quad (2.59)$$

де V'_{Ed} - максимальна поперечна сила на опорі, розраховується за формулою:

$$\frac{V_{Ed}}{2} = q \cdot L \Rightarrow q = \frac{2V_{Ed}}{L} = \frac{2 \cdot 78,19}{3,360} = 46,54 \text{ (кН).}$$

$$V'_{Ed} = V_{Ed} - q \cdot z = 78,19 - 46,54 \cdot 0,3897 = 60,05 \text{ (кН);} \quad (2.60)$$

$$z = 9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,433 = 0,3897 \text{ (м);}$$

V_{Rds} - максимальна поперечна сила, яку може витримати переріз з поперечним армуванням.

З конструктивних вимог доброї зварюваності визначаємо діаметр такількості поперечних стержнів по довжині приопорної ділянки:

$$\varnothing_{sw} = (1/3 - 1/4) \cdot \varnothing = (1/3 - 1/4) \cdot 16 = 5,3 \dots 4 \text{ мм.}$$

Приймаємо кількість стержнів $n = 2$. З умов зварювання приймаємо 2 $\varnothing 5,5$ A240C, $A_{sw} = 0,476 \text{ см}^2$.

Крок поперечних стержнів:

$$S_{min} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \Theta}{V'_{Ed}} [\text{м}], \quad (2.61)$$

$$S_{min} = \frac{0,476 \cdot 38,97 \cdot 170 \cdot 10^2 \cdot 1}{60,05 \cdot 10^3} = 5,25 \text{ (см)} \approx 0,05 \text{ (м)}.$$

$$S_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) [\text{м}], \quad (2.62)$$

$$S_{max} = 0,75 \cdot 0,3897 = 0,292 \text{ (м).}$$

Оптимальний крок поперечних стержнів для при опорної ділянки 70 -120 мм, тому приймаємо $S = 100 \text{ мм}$.

Перевіряємо прийняту поперечну арматуру з мінімально допустимою:

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						21
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{S_w \cdot b_w}, \quad (2.63)$$

$$\rho_{sw} = \frac{0,476}{10 \cdot 30} = 1,5 \cdot 10^{-3}$$

Остаточню приймаємо 2Ø5,5 A240C, $A_{sw}=0,476 \text{ см}^2$.

Отже, на приопорній ділянці влаштовуємо стержні Ø5,5 з кроком 100 мм.

Визначаємо поперечне армування в прольотній ділянці:

$$S_w = 15\phi = 15 \cdot 10 = 150 \text{ (мм)}.$$

2.4.5 Побудова епюри матеріалів

Згідно розрахунку в нижній зоні прольоту для $M = 40,14 \text{ кН}\cdot\text{м}$, прийнято 2Ø12, $A_s = 2,26 \text{ см}^2$, далі із зменшенням моменту зліва та справа приймаємо 2Ø10, $A_s = 1,57 \text{ см}^2$ (2Ø10 обриваємо).

У верхній зоні: в прольоті знаходиться $M = 28,77 \text{ кН}\cdot\text{м}$, 2Ø10, $A_s = 1,57 \text{ см}^2$, на опорі – 2Ø16, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Необхідно визначити максимальний момент, який може витримати переріз із зміненими діаметрами стержнів для визначення місць теоретичного обриву.

Визначимо несучу здатність перерізу за підібраним фактичним робочим армуванням.

Розрахунки проводимо за формулами (3.3.10 – 3.3.13)

1) Для нижньої частини рігеля: $A_s = 3,83 \text{ см}^2$

$$d = h - a_s = 500 - 60 = 440 \text{ мм}$$

Враховуючи вище обчислені величини, визначаємо висоту стиснутої зони бетону з умови початку текучості арматури:

$$x_1 = \frac{416,67 \cdot 10^3 \cdot 3,83 \cdot 10^{-4}}{4060} = 0,039(\text{м}).$$

Визначаємо характерний випадок руйнування:

$x_1 = 0,039 \text{ (м)} < x_{1r} = 0,265 \text{ (м)}$ – руйнування балки буде відбуватися при текучості арматури.

Обчислюємо несучу здатність перерізу M_u :

$$M_u = 0,039 \cdot 4060 \cdot (0,44 - 0,039 \cdot 0,44) = 66,95 \text{ (кН}\cdot\text{м)}$$

2) Для верхньої частини рігеля: $A'_s = 5,59 \text{ см}^2$

$$d = h - a_s = 500 - 50 = 450 \text{ мм}.$$

Враховуючи вище обчислені величини, визначаємо висоту стиснутої зони бетону з умови початку текучості арматури:

$$x_1 = \frac{416,67 \cdot 10^3 \cdot 5,59 \cdot 10^{-4}}{4060} = 0,057(\text{м}).$$

Визначаємо характерний випадок руйнування:

$x_1 = 0,057 \text{ (м)} < x_{1r} = 0,271 \text{ (м)}$ – руйнування балки буде відбуватися при

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						22
Змн.	Арк.	№ докum.	Підпис	Дата		

текучості арматури.

Обчислюємо несучу здатність перерізу M_u :

$$M_u = 0,057 \cdot 4060 \cdot (0,450 - 0,057 \cdot 0,44) = 98,33 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

Отримані значення моментів відкладаємо на огинаючій епюрі моментів та знаходимо місця теоретичного обриву. Епюра матеріалів наведена в графічній частині лист 3. В місцях теоретичного обриву встановлюємо значення поперечних сил за огинаючою епюрою поперечних сил та визначаємо довжини напусків анкетування. Довжина напуску визначається за формулою:

$$W \geq \begin{cases} 20\emptyset; \\ 5\emptyset + \frac{Q}{2q_{sw}} \end{cases} \quad (2.64)$$

де Q – поперечна сила згідноз епюрами в місці теоретичного обриву;

q_{sw} - погонне зміцнення бетону поперечним армуванням,

$$q_{sw} = \frac{f_{yd} \cdot A_{sw}}{S} \text{ [кН / м]}. \quad (2.65)$$

В нижній зоні прольоту $2\emptyset 10$, $A_s = 1,57 \text{ см}^2$.

$$q_{sw} = \frac{416,67 \cdot 10^3 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4}}{0,24} = 272,57 \text{ (кН/м)}.$$

$Q = 36,55 \text{ кН}$ (граф.част. лист 3),

$$5\emptyset + \frac{Q}{2q_{sw}} = 5 \cdot 0,010 + \frac{36,55}{2 \cdot 272,57} = 0,120 \text{ (м)} = 120 \text{ (мм)},$$

Приймаємо $W = 120 \text{ мм}$.

для $Q = 46,88 \text{ кН}$ (граф.част. лист 3)

$$5\emptyset + \frac{Q}{2q_{sw}} = 5 \cdot 0,010 + \frac{46,88}{2 \cdot 272,57} = 0,140 \text{ (м)} = 140 \text{ (мм)},$$

Приймаємо $W = 140 \text{ мм}$.

В верхній зоні прольоту $2\emptyset 14$, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

$$q_{sw} = \frac{416,67 \cdot 10^3 \cdot 4,02 \cdot 10^{-4}}{0,1} = 1675,01 \text{ (кН/м)}.$$

$Q_B = 96,43 \text{ кН}$.

$$5\emptyset + \frac{Q}{2q_{sw}} = 5 \cdot 0,014 + \frac{96,43}{2 \cdot 1675,01} = 0,1 \text{ (м)} = 100 \text{ (мм)},$$

Приймаємо $W_B = 100 \text{ мм}$.

2.4.6 Розрахунок консолі ригеля

Для армування приймаємо проволку В500

Перевірка довжини опорної площадки:

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						23
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\frac{Q}{\Psi l b_m} \leq f_{cd} \quad (2.66)$$

де Q – максимальна поперечна сила, що передається з плити на ригель, $Q = 52,97$ кН;

Ψ – коефіцієнт безпеки, рівний 0,75;

l – довжина консолі, $l = 100$ мм;

$b_{пл}$ – ширина плити, $b_{пл} = 1500$ мм.

$$\frac{52,97}{0,75 \cdot 0,100 \cdot 1,50} = 470,84 \text{ (кПа)} < 15300 \text{ (кПа)}.$$

Умова міцності на зминання виконується, довжина консолі достатня для сприйняття даної поперечної сили.

Перевірка міцності консолі на зріз бетону:

$$Q \leq 3,5 f_{ctd} b h_0, \quad (2.67)$$

де b – ширина консолі ригеля, $b = 100$ мм;

h_0 – робоча висота консолі, $h_0 = 270 - 30 = 240$ мм.

$$52,97 \text{ (кН)} < 3,5 \cdot 1,8 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,24 = 151,2 \text{ (кН)}.$$

Міцність перерізу консолі забезпечена.

Підбір робочої арматури консолі:

$$A_s = \frac{1,25M}{f_{yd} \cdot \xi \cdot h_0} [\text{м}^2], \quad (2.68)$$

де $M = Q \cdot e = 111,41 \cdot (0,02 + 0,08/2) = 6,68$ кН·м;

Q – максимальна поперечна сила;

e – ексцентриситет прикладання зусилля;

$\xi = 0,9$.

$$A_s = \frac{1,25 \cdot 6,68}{416,7 \cdot 0,9 \cdot 0,24 \cdot 10^3} = 0,92 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)} = 0,92 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Приймаємо 10Ø4 В500, $A_s = 1,13$ см² на довжині 1,5 м (по ширині однієї плити перекриття). Тобто крок стержнів 150 мм.

2.5 Розрахунок ригеля за другою групою граничних станів

2.5.1 Обмеження рівня напружень

Напруження стиску у бетоні повинні обмежуватись для запобігання виникненню поздовжніх тріщин або високих рівнів повзучості. Тому обмежуємо рівень напружень стиску до величини $\sigma_c = k_1 \cdot f_{ck}$. Оскільки ригель працює в звичайних умовах, то $k_1 = 1$, $\sigma_c = f_{ck} = 22$ МПа.

Для запобігання неприйнятному утворенню тріщин та деформування обмежується рівень напружень розтягу в арматурі:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu3cd} = \left(\frac{\sigma_{s2}}{E} \right) = (162,75 / 2,1 \cdot 10^5) = 77,5 \cdot 10^{-5} < 150 \cdot 10^{-5},$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						24
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Отже тріщини не виконуються та подальший розрахунок ширини розкриття тріщин не викуємо.

$$\sigma_s = 162,75 \text{ МПа} < 0,75 \cdot 400 = 300 \text{ МПа}.$$

2.5.2 Обмеження розкриття тріщин

Для ригеля громадської будівлі як конструкції всередині приміщень із сухим режимом приймаємо клас умов експлуатації ХО. Допустима ширина розкриття тріщини $w_{\max}$ для данного класу становить 0,4 мм.

2.5.3 Мінімальна площа армування

Мінімальну площу арматури за вимогами 2ГГС обчислюємо за формулами 2.35 - 2.37

$$A_{\text{ct}} = b \cdot h = 0,3 \cdot 0,5 = 0,15 \text{ (м}^2\text{)};$$

Середні напруження у бетоні, що діють на частину перерізу, який розглядається:

$$\sigma_c = \frac{N_{\text{ed}}}{b \cdot h}$$

$$\sigma_c = 0 = 0 \text{ МПа};$$

$$h' = h = 0,5 \text{ м, при } h < 1,0 \text{ м};$$

$$k_c = 0,4 \left(1 - \frac{0}{2/3 \cdot 1 \cdot 2,8} \right) = 0,4;$$

$$A_{s,\min} = \frac{0,4 \cdot 1 \cdot 2,6 \cdot 0,15}{500} = 3,12 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)}.$$

$$A_{s,\min} = 3,12 \text{ (см}^2\text{)} < A_s = 3,83 \text{ (см}^2\text{)}$$

Отже, мінімальна площа армування за вимогами 2ГГС забезпечена.

2.5.4 Перевірка прогинів без прямих розрахунків

Перевіримо умову необхідності розрахунку прогину за формулами 2.42 - 2.47

$$\rho = 0,0025 < \rho_0 = 0,0047,$$

$$\text{де } \rho = \frac{A_{s,\phi}}{A_c} = 3,83/1500 = 0,0025 \text{ відсоток армування для розтягнутої арматури}$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{\text{ck}}} = 10^{-3} \sqrt{22} = 0,0047,$$

Граничну гнучкість розраховуємо за формулою:

$$\lambda_u = K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad (2.69)$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						25
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\lambda_u = 1,0 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{22} \cdot \frac{0,0047}{0,0025} + 3,2 \cdot \sqrt{22} \cdot \left(\frac{0,0047}{0,0025} - 1 \right)^{3/2} \right] = 36,67$$

Оскільки для армування використовується арматура класу А500С, то граничне відношення прольоту до висоти домножується на $310/\sigma_s$, при цьому, за формулою, приймається що:

$$310/\sigma_s = \frac{500}{f_{yk} \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}} = \frac{500}{500 \cdot \frac{3,12}{3,83}} = 1,22$$

$A_{s,prov}$ - фактична площа арматурної сталі;

$A_{s,req}$ - необхідна площа арматурної сталі за 1ГГС.

В такому разі:

$$\lambda_u = 1,22 \cdot 36,67 = 45,01$$

Фактична гнучкість:

$$\lambda = \frac{l}{d} = \frac{3360}{450} = 7,47 ;$$

$$\lambda = 7,47 < \lambda_u = 45,01$$

Умова виконується, розрахунок прогину можна не виконувати.

2.6 Розрахунок колони першого поверху

2.6.1 Компонування перерізу та збір навантажень

Для житлової 18-ти поверхової будівлі приймаємо колону з короткою консоллю, переріз колони 500х700 мм, геометрична довжина колони першого поверху 3900 мм. Консоль колони прийнята прямокутною розміром 200х300 мм.

Вантажна площа колони 20,47 м².

Постійне навантаження від перекриття першого поверху з врахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю будівлі $\gamma_n^I = 1,1$:

$$P_g = 4,818 \cdot 20,47 \cdot 10 = 986,24 \text{ кН};$$

$$\text{від ригеля } P_{\text{риг}} = (6,05 / 20,47) \cdot 20,47 = 6,05 \text{ кН};$$

$$\text{від колони (перерізом } 0,5 \times 0,7; l=4,1 \text{ м, } \rho=2500 \text{ кг/м}^3; \gamma_{fm} = 1,1; \gamma_n^I = 1,1) -$$

$$P_{\text{кол}} = 0,5 \cdot 0,7 \cdot 3,9 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 41,29 \text{ кН.}$$

$$\text{Тоді } G = 986,24 + 6,05 + 41,29 = 1033,58 \text{ кН.}$$

Тимчасове граничне навантаження – снігове навантаження (м. Київ):

$$Q_{\text{сніг}} = 1,36 \cdot 20,47 = 27,84 \text{ (кН)}$$

Повне навантаження від перекриття першого поверху:

$$N_{Ed} = 1033,58 + 27,84 = 1061,42 \text{ кН.}$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						26
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

2.6.2 Розрахунок міцності перерізу ствола колони

Виконуємо розрахунок колони як центрально-стиснутого елемента з випадковим ексцентриситетом:

$$e_1 \geq \begin{cases} l_0/600 = 3900/600 = 6,5 \text{ (мм)}; \\ 10 \text{ мм}; \\ 1/30 \cdot h = 700/30 = 23,3 \text{ (мм)}. \end{cases} \quad (2.70)$$

Таблиця 2.4 - Фізико-механічні характеристики матеріалів

Бетон С25/30		Арматура			
		А400С		А240С	
$f_{ck,prism}$, МПа	22	f_{yk} , МПа	400	f_{yk} , МПа	240
f_{cd} , МПа	17	f_{yd} , МПа	364	f_{yd} , МПа	228,6
f_{ctm} , МПа	2,6	f_{ywd} , МПа	285	f_{ywd} , МПа	170
$\varepsilon_{c3,cd}$	0,72	ε_{ud}	0,025	ε_{ud}	0,025
$\varepsilon_{cu3,cd}$	3,0	E_p , МПа	$2,1 \cdot 10^5$	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$
γ_{c1}	1	γ_s	1,1	γ_s	1,05

Розраховуємо впливи другого порядку, перевіряючи умову:

$$\lambda \leq \lambda_{lim}; \quad (2.71)$$

$$\lambda_{min} = 20 \cdot A \cdot B \cdot c / \nu \cdot n; \quad (2.72)$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \quad (2.73)$$

Залежно від висоти поверху, та розрахункової схеми, для колони першого поверху, розрахункова довжина колони:

$$l_0 = 0,7l = 0,7 \cdot 3,9 = 2,73 \text{ (м)}. \quad (2.74)$$

Радіус інерції бетонного перерізу: $i = 0,289h = 0,289 \cdot 0,5 = 0,1445 \text{ (м)}$.

$$\lambda = 2,73/0,1445 = 18,89$$

$A=0,7$ – коефіцієнт, що враховує геометрію перерізу та позучість бетону;

$B=1,1$ - коефіцієнт, що враховує наповнення епюри стиску бетону та відсоток армування;

$C=0,7$ - коефіцієнт, що враховує розподілення моментів по довжині колони.

$\nu = 0,2$ - коефіцієнт Пуассона для бетону;

$$n = \frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{cd}} = \frac{1061,42}{0,5 \cdot 0,7 \cdot 17 \cdot 10^3} = 0,178; \quad (2.75)$$

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 / \sqrt{0,178} = 25,55;$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						27
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\lambda = 19,86 \leq \lambda_{\text{lim}} = 25,55$$

Необхідно врахувати впливи другого порядку.

Номінальна жорсткість прерізу:

$$E \cdot I = 0,15 \cdot E_{\text{cd}} \cdot \frac{b \cdot h^3}{12} + 0,01 \cdot E_s \cdot A_c \cdot (0,5 \cdot h - a_s)^2 \quad (2.76)$$

$$E \cdot I = 0,15 \cdot 2500 \cdot \frac{70 \cdot 50^3}{12} + 0,01 \cdot 21000 \cdot 50 \cdot 70 \cdot (0,5 \cdot 50 - 5)^2 = 288,138 \cdot 10^6 \text{ (кН} \cdot \text{см}^2 \text{)}$$

Критична сила:

$$N_b = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_0^2} \quad (2.77)$$

$$N_b = \frac{3,14^2 \cdot 288,138 \cdot 10^6}{273^2} = 1213961 \text{ (кН)}$$

Визначаємо величину загального ексцентриситету

$$e_0 = e_1 \left\{ 1 + \frac{\beta}{\frac{N_b}{N_{\text{ed}}} - 1} \right\} \quad (2.78)$$

$$e_0 = 23,3 \cdot \left\{ 1 + \frac{1,232}{\frac{1213961}{1061,42} - 1} \right\} = 23,32 \text{ (мм)}$$

Визначаємо форму втрати рівноваги.

Відстань від центру перерізу до крайньої точки ядрового перерізу:

$$r = h/6 \quad (2.79)$$

$$r = 500 / 6 = 83,33 \text{ (мм)}$$

Оскільки $e_0 = 23,32 \text{ (мм)} < r = 83,33 \text{ (мм)}$, для цього випадку характерна перша форма рівноваги.

Величина загального ексцентриситету:

$$e = e_0 + 0,5 \cdot h - a_s \quad (2.80)$$

$$e = 23,32 + 0,5 \cdot 500 - 50 = 223,32 \text{ (мм)}$$

Визначаємо висоту стиснутої зони:

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						28
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$x_1 = h \cdot \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c(2)}} \quad (2.81)$$

$$x_1 = 50 \cdot \frac{3 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 10^{-3} - 2,19 \cdot 10^{-3}} = 185,19 \text{ (см)}$$

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu3,cd} \cdot \left(1 - \frac{e_0}{r}\right) \quad (2.82)$$

$$\varepsilon_{c(2)} = 3 \cdot 10^{-3} \cdot \left(1 - \frac{23,32}{83,33}\right) = 2,19 \cdot 10^{-3}$$

Висота перерізу з постійними напруженнями стиску:

$$\lambda \cdot x_1 = x_1 \cdot \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} \quad (2.83)$$

$$\lambda \cdot x_1 = 185,19 \cdot \frac{3 \cdot 10^{-3} - 0,68 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 10^{-3}} = 143,20 \text{ (см)}$$

Оскільки $\lambda \cdot x_1 = 143,20 \text{ (см)} > h = 50 \text{ (см)}$, то весь переріз стиснутий і $\sigma_c = f_{cd} = 15,5 \text{ Мпа}$.

Деформації в менш напруженій арматурі:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu3,cd} \cdot \frac{x_1 - d}{x_1} \quad (2.84)$$

$$\varepsilon_s = 3 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{185,19 - (50 - 5)}{185,19} = 2,27 \cdot 10^{-3} = 227 \cdot 10^{-5}$$

Оскільки

$$\varepsilon_{s0} < \varepsilon_s < \varepsilon_{ud} \quad (2.85)$$

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (2.86)$$

$$\varepsilon_{s0} = \frac{363,7}{2,1 \cdot 10^5} = 173,2 \cdot 10^{-5}$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						29
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\varepsilon_{s0} = 173,2 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_s = 227 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_{ud} = 25000 \cdot 10^{-5}$$

То арматура знаходиться в стадії текучості, але не руйнується, $\sigma_s = f_{yd} = 363,7$ МПа.

2.6.3 Розрахунок основної робочої арматури

Необхідна кількість арматури:

- більш завантаженої:

$$A'_s = \frac{N_{Ed} \cdot e - f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot (0,5 \cdot h - a_s)}{f_{yd} \cdot (d - a'_s)} \quad (2.87)$$

$$A'_s = \frac{1061,42 \cdot 22,3 - 1,7 \cdot 50 \cdot 70 \cdot (0,5 \cdot 50 - 5)}{36,3 \cdot (45 - 5)} = -65,65 \text{ (см}^2\text{)}$$

- менш завантаженої:

$$A_s = \frac{N_{Ed} - f_{cd} \cdot b \cdot h - f_{yd} \cdot A'_s}{f_{yd}} \quad (2.88)$$

$$A_s = \frac{1061,42 - 1,7 \cdot 50 \cdot 70 + 36,3 \cdot 65,65}{36,3} = -68,84 \text{ (см}^2\text{)}$$

З принципів симетричного армування приймаємо: $A_s = A'_s = 68,84 \text{ (см}^2\text{)}$.

Загальна кількість поздовжньої арматури повинна бути не менш ніж $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = A_{s,tot} = \begin{cases} 0,10 \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}; \\ 0,002 A_c \end{cases} \quad (2.89)$$

де f_{yd} - границя текучості арматури;

N_{Ed} - розрахункова осьова сила стиску.

$$A_{s,min} = A_{s,tot} = \begin{cases} \frac{0,10 \cdot 1061,42}{364 \cdot 10^3} = 2,92 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)} = 2,92 \text{ (см}^2\text{)}; \\ 0,002 \cdot 50 \cdot 70 = 7 \text{ (см}^2\text{)}. \end{cases}$$

Прийнята нами загальна розрахункова площа арматури значно перевищує мінімально необхідну площу арматури.

Остаточно приймаємо в якості робочої поздовжньої арматури 4Ø25 A400C,

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						30
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$A_s = 68,74 \text{ см}^2.$$

Діаметр поперечних стержнів $\varnothing_{cl,t}$

$$\varnothing_{cl,t} = (1/3 - 1/4) \cdot \varnothing > 6 \text{ (мм)}$$

$$\varnothing_{cl,t} = (1/3 - 1/4) \cdot 25 > (8,3 \dots 6,25) \text{ (мм)}$$

(2.90)

Приймаємо $\varnothing_{cl,t} = 8 \text{ мм}$.

Крок поперечних стержнів має відповідати вимогам:

$$S_{cl,t} \leq \begin{cases} 20 \cdot \varnothing \\ b \text{ (мм)} \\ 400 \text{ (мм)} \end{cases}$$

(2.91)

$$S_{cl,t} \leq \begin{cases} 20 \cdot 25 = 500 \text{ (мм)} \\ 700 \text{ (мм)} \\ 400 \text{ (мм)} \end{cases}$$

Остаточно приймаємо $S_{cl,t} = 400 \text{ (мм)}$

Схема армування колони наведена на рисунку 5.1

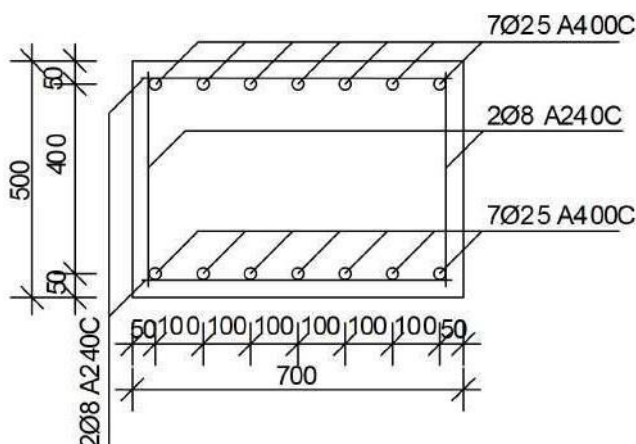


Рисунок 2.7 – Схема армування колони

2.4.4 Розрахунок консолі колони

Перевірка довжини опорної площадки:

$$\frac{Q}{\Psi l b_m} \leq f_{cd}$$

(2.92)

де Q – максимальна поперечна сила, що передається з ригеля на колону, з огинаючої епюри $Q = 111,41 \text{ кН}$;

Ψ – коефіцієнт безпеки, рівний 0,75;

l – довжина опорної площадки, $l = 300 - 15 = 285 \text{ мм}$;

b_m – ширина ригеля, $b_m = 500 \text{ мм}$.

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						31
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\frac{111,41 \cdot 10^{-3}}{0,75 \cdot 0,285 \cdot 0,5} = 1,04 (\text{кПа}) < 17 (\text{кПа}).$$

Умова виконується, довжина опорної площадки достатня для сприйняття даної поперечної сили.

Перевірка міцності консолі:

$$Q \leq 3,5 f_{\text{cdt}} b h_0, \quad (2.93)$$

де b – ширина колони, $b = 500$ мм;

h_0 – робоча висота консолі, $h_0 = 200 - 30 = 170$ мм.

f_{cdt} – розрахункова міцність бетону на розтяг колони

$$f_{\text{cdt}} = \alpha_{\text{ct}} \cdot f_{\text{ctk},0.05} / \gamma_{\text{ct}} = 1 \cdot 1,8 / 1,3 = 1,38 (\text{МПа})$$

$f_{\text{ctk},0.05}$ – опір бетону осьовому розтягу.

γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону.

$$111,41 (\text{кН}) < 3,5 \cdot 1,35 \cdot 0,5 \cdot 0,17 \cdot 10^3 = 401,62 (\text{кН}).$$

Умова виконується.

Міцність перерізу консолі забезпечена.

Підбір робочої арматури консолі:

$$A_s = \frac{1,25M}{f_{\text{yd}} \cdot \xi \cdot h_0} [\text{м}^2], \quad (2.94)$$

де $M = Q \cdot a = 111,41 \cdot ((300 - 15) / 2 + 15) = 23117,57 \text{ кН} \cdot \text{мм} = 23,12 \text{ кН} \cdot \text{м};$

Q – максимальна поперечна сила;

a – відстань від грані колони до точки передання навантаження на ригель;

$\xi = 0,95$.

$$A_s = \frac{1,25 \cdot 23,12}{240 \cdot 0,95 \cdot 0,170 \cdot 10^3} = 7,45 \cdot 10^{-4} (\text{м}^2).$$

Приймаємо 2Ø 22 $A_s = 6,36 \text{ см}^2$.

2.4.5 Перевірка несучої здатності колони

Перевіряємо умову забезпечення несучої здатності колони:

$$N_{\text{Ed}} \leq N_{\text{Rd}} \quad (2.95)$$

Тоді фактична здатність перерізу колони становить:

$$N_{\text{Rd}} = \frac{A_s \cdot f_{\text{yd}} \cdot (d - a_s) + f_{\text{cd}} \cdot b \cdot h \cdot (0,5 \cdot h - a_s)}{e} \quad (2.96)$$

$$N_{\text{Rd}} = \frac{65,65 \cdot 36,6 \cdot (45 - 5) + 1,7 \cdot 50 \cdot 70 \cdot (0,5 \cdot 50 - 5)}{22,3} = 9622,71 (\text{кН})$$

$$N_{\text{Ed}} = 1061,42 (\text{кН}) \leq N_{\text{Rd}} = 9622,71 (\text{кН})$$

Умова виконана. Несуча здатність перерізу забезпечена.

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						32
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Висновки по розділу 2

1. Законструйовано та обчислено армування для наступних конструкцій: збірної плити перекриття першого поверху, колони та ригеля.

2. Для плити перекриття ПЗ прийнято клас бетону С25/30, в якості несучої попередньо напруженої арматури підібрано 8Ø14 А600С, поперечне армування кроком 100 арматури 4 Ø 5 Вр-І, окрім цього влаштовано сітки С1 С2, креслення яких наведено на аркуші графічної частини. Виконано розрахунок розкриття тріщин та деформацій, що не перевищують допустиме значення.

2. Ригель розраховано на першою та другою групою ГС, заармовано арматурою класу А500 С, клас бетону С 25/30.

3. Колона заармована арматурою класу А400С, клас бетону С 25/30.

					ГТТБ.БКП25.192.10.02	Арк.
						33
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 3 ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

3.1 Підготовка даних для проектування

3.1.1 Аналіз інженерно -геологічних умов будівельного майданчику.

Проектування фундаментів здійснюється після детального вивчення фізико-механічних характеристик ґрунтів (додаток Є), що отримані за результатами інженерно -геологічних вишукувань. Інженерно-геологічна будова майданчику зображена на рис 3.1.



Рисунок 3.1 - Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчику

3.1.2 Визначення навантажень на фундаменти

Збір навантажень виконано на 1 погонний метр найбільш навантаженої стіни, що знаходиться на осі Г.

Вантажна площа:

$$\text{Авант} = 7,13/2 + 6,040/2 - 0,51 = 6,549 \text{ м}^2.$$

Складено найбільш несприятливе сполучення навантажень. Найбільш несприятливе вертикальне навантаження складається з суми всіх постійних навантажень і тимчасових. Значення навантажень на фундамент наведені в таблиці 3.1.

					ГТТБ.БКП25.192.10.03			
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Нове будівництво 18-и поверхового багатоквартирного житлового будинку з офісним приміщенням по вул. Кирилівській в м. Києві	Літ.	Аркуш	Аркушів
Розробив		Костюченко В.І						
Керівник		Байда Д.М.					1	26
Н. контроль		Башинський С.І.				ДУ «Житомирська політехніка», 192 «Будівництво та цивільна інженерія», гр. ЗПЦБ-21		
Рецензент		Котенко В.В.						
Затвердив		Башинський С.І.						

Таблиця 3.1– Значення навантажень на фундамент.

Вид навантаження	Характ. значення	γ_{fe}	Експлуатаційне значення	γ_{fm}	Граничне значення
Постійне:					
Власна вага ($\delta_{ст} + 2 \cdot 0,02$) $\cdot N_{заг} \cdot \gamma_{ц.к.}$ ($0,51 + 2 \cdot 0,02$) $\cdot 36,82 \cdot 18$	364,52	1	364,52	1,1	400,97
Вага перекриття $\delta_{пер} \cdot A_{вант} \cdot \gamma_{зб} \cdot n$ $0,22 \cdot 6,549 \cdot 25 \cdot 11$	396,21	1	396,21	1,1	435,83
Вага підлоги $q_{підл} \cdot A_{вант} \cdot n$ $1,54 \cdot 6,549 \cdot 11$	111,01	1	111,01	1,3	144,40
Вага покрівлі: $A_{вант} \cdot q_{покр}$ $4,13 \cdot 6,549$	27,04	1	27,04	1,3	35,16
Σ постійного навантаження			898,78		1016,36
Змінні:					
Корисне: $\psi = 0,61$ ($1,54 \cdot 6,549 \cdot 11$) $\cdot 0,61$	65,91	1	65,91	1,2	79,09
Перегородки: $q = 0,54 \text{ кН/м}^2$ $0,54 \cdot 6,549 \cdot 11$	38,90	1	38,90	1,1	42,79
Снігове $1,551 \cdot 6,549$	10,15	0,49	4,97	1,1	14,21
Σ Змінного:			109,78		136,09
Σ Всіх навантажень:			1008,56		1152,45

Конструкція покриття:

- Пароізоляція (0,05 кН);
- Стяжка цементно-піщана $5 = 0,02\text{м}$ (0,36 кН);
- Розуклонка з керамзито-бетону $5 = 0,15\text{м}$ (2,7 кН);
- Утеплювач $5 = 0,2\text{м}$ (0,2 кН);
- Стяжка цементно-піщана $5 = 0,04\text{м}$ (0,72 кН);
- Поліестр (0,05 кН).

Конструкція підлоги:

- Керамічна плитка $5 = 0,008\text{м}$ (0,23 кН);
- Клеюча суміш $5 = 0,02\text{м}$ (0,36 кН);
- Стяжка армована $5 = 0,05\text{м}$ (0,9 кН);

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						2
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- Арматурна сітка (0,92 кН).
- Гідроізоляція (0,05 кН)
- Шумоізоляція (0,03 кН)

З урахуванням коефіцієнтів сполучень, а також враховуючи коефіцієнт надійності за призначенням (уп) [1], отримано вертикальні сили:

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.кор.}}) \cdot \gamma_n$$

$$N_e = [898,78 + 0,95 \times (65,91 + 38,9) + 0,9 \times 4,97] \cdot 0,975 = 977,75 \text{ (кН)};$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.кор.}}) \cdot \gamma_n$$

$$N_m = [1016,36 + 0,95 \times (79,09 + 42,79) + 0,9 \times 14,21] \cdot 1,1 = 1259,42 \text{ (кН)}.$$

3.2 Розрахунок фундаменту в варіанті мілкового закладання

3.2.1 Визначення розмірів підшови

Глибину закладання фундаменту призначаємо виходячи з геологічних, конструктивних, природно-кліматичних умов та навантаження. Виходячи з геологічних умов, представлених на рисунку 1 і у додатку Ж, основою для фундаментів на природній основі є 2-ий шар - супісь бура.

Рівень підземних вод знаходиться на відмітці - 20,95м.

Навантаження на фундамент $N_e = 977,75$ кН.

Відмітка планування -3,95 м.

Проектуємо стрічковий фундамент із фундаментної плити та фундаментних блоків товщиною 500мм.

Виходячи з кліматичних умов, глибина закладання фундаменту повинна бути більшою за значення глибини сезонного промерзання ґрунтів у даній місцевості.

Нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту $d_{\text{тн}}$, м, за відсутності даних багаторічних спостережень слід визначати на основі теплотехнічних розрахунків, її нормативне значення допускається визначати за формулою []:

$$d_{\text{тн}} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (3.1)$$

де d_0 - величина, що дорівнює, м, для:

суглинків і глин $d_0 = 0,23$;

M_t - безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						3
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі, визначають згідно зі ДСТУ - Н Б.В.1.1-27:2010 , а за відсутності даних для конкретного району будівництва - за результатами спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва. Для міста Київ

$$d_{fn} = 0,23 \cdot \sqrt{5,7 + 4,9 + 3,2} = 0,854 \text{ м.}$$

Розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту d_f визначають за формулою з ДБН В.2.1-10-2009.

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (3.2)$$

k_h - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, приймають для зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних будівель, а також при зведенні будівлі в зимовий період з негативними температурами - $k = 1,1$.

$$d_f = 1,1 \cdot 0,854 = 0,939 \text{ м.}$$

Положення фундаменту мілкового закладання у ґрунті наведені на рис. 3.2.

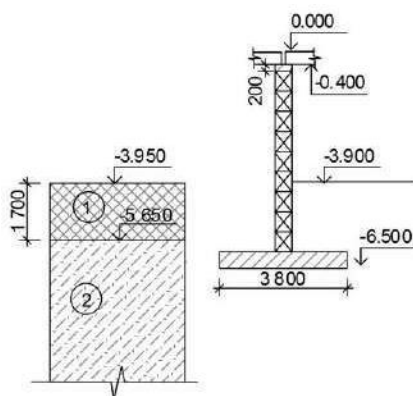


Рисунок 3.2 - Положення фундаменту мілкового закладання у ґрунті

Розрахунок розмірів підшви фундаменту мілкового закладання, виконуємо за другою групою граничних станів.

Розмір підшви фундаменту повинен задовольняти граничним нерівностям (3.3):

$$\begin{cases} P \leq R \\ S < S_u \end{cases} \quad (3.3)$$

де p - тиск під підшвою фундаменту, кПа;

R - розрахунковий опір ґрунту основи, кПа;

s - фактична осідання фундаменту, м;

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						4
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

s_u - гранично допустиме значення осідання для даної будівлі.

1. Розміри підосви для стрічкового фундаменту розраховуємо на 1 м п методом ітерації.

$$A' = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{977,75}{230 - 2 \cdot 2.6} = 5,5 \text{ м}^2$$

Приймаємо розміри фундаменту :

$l = 1 \text{ м}$, $b = 5,6 \text{ м}$ (оскільки b кратне 4) Знаходимо тиск під підосвою фундаменту:

$$P = \frac{N_e}{A'} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{977,75}{5,6} + 20 \cdot 2.6 = 226,58 \text{ кН/м}^2$$

Розрахунковий опір ґрунту знаходимо за формулою 3.4 [1].

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_c c_{11}], \quad (3.4)$$

де γ_{c1} та γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, які залежать від виду ґрунту та жорсткості споруди

M_γ , M_q , M_c - коефіцієнти, що приймають за таблицею Е.8 з ДБН В.2.1-10-2009.

k_z - коефіцієнт, що приймають при $b < 10 \text{ м}$ - $k_z = 1$

b - ширина підосви фундаменту, м;

γ_{11} - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підосви фундаменту (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води), кН/м^3 ;

γ'_{11} - те саме, що залягають вище підосви;

c_{11} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підосвою фундаменту, кПа ;

d_1 - глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу;

k - коефіцієнт надійності, який приймається рівним 1,1, якщо характеристики ґрунту визначені розрахунковим шляхом.

$$\gamma'_{11} = \frac{16,7 \cdot 1,7 + 16,9 \cdot 0,8}{2,5} = 16,76 \text{ кН/м}^3$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						5
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$R = \frac{1.25 \cdot 1}{1} \cdot [0.51 \cdot 1 \cdot 16.9 \cdot 5.6 + 3.06 \cdot 2.06 \cdot 16.76 + (3.06 - 1) \cdot 2 \cdot 16.76 + 5.66 \cdot 3] = 334.55 (\text{кПа})$$

$$226,58 (\text{кПа}) < 334,55 (\text{кПа})$$

Умова виконується, але оскільки різниця перевищує 10 % розміри підшви фундаменту потрібно зменшити.

$$A'' = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{977,75}{334,55 - 20 \cdot 2,6} = 3,49 \text{ м}^2$$

За другим наближенням приймаємо розміри фундаменту : l = 1 м, b = 3,6 м.

Тиск під підшвою фундаменту:

$$P = \frac{N_e}{A'} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{977,75}{3,6} + 20 \cdot 2,6 = 323,59 \text{ кН/м}^2$$

Знаходимо розрахунковий опір ґрунту за формулою 3.4:

$$R = \frac{1.25 \cdot 1}{1} \cdot [0.51 \cdot 1 \cdot 16.9 \cdot 3.6 + 3.06 \cdot 2.06 \cdot 16.76 + (3.06 - 1) \cdot 2 \cdot 16.76 + 5.66 \cdot 3] = 313,00 (\text{кПа})$$

$$323,59 (\text{кПа}) > 313,00 (\text{кПа})$$

Умова не виконується.

$$A''' = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{977,75}{313,0 - 20 \cdot 2,6} = 3,74 \text{ м}^2$$

За другим наближенням приймаємо розміри фундаменту : l = 1 м, b = 3,8 м

Тиск під підшвою фундаменту:

$$p = \frac{N_e}{A} + 20 \cdot d = \frac{977,75}{3,8} + 20 \cdot 2,6 = 309,30 (\text{кПа})$$

$$R = \frac{1.25 \cdot 1}{1} \cdot [0.51 \cdot 1 \cdot 16.9 \cdot 3,8 + 3.06 \cdot 2.06 \cdot 16.76 + (3.06 - 1) \cdot 2 \cdot 16.76 + 5.66 \cdot 3] = 315,15 (\text{кПа})$$

$$309,30 \text{ кН/м}^2 < 315,15 \text{ кН/м}^2$$

Умова виконується, отже розмірів фундаменту достатньо.

3.2.2 Розрахунок осідання фундаменту мілкового закладання

Розрахунок виконуємо методом пошарового підсумовування в такій послідовності: 1) Товщину ґрунтового масиву, починаючи від підшви фундаменту, розбиваємо на шари товщиною не більше 0,2b. Приймаємо 0,76м.

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						6
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

2) Визначаємо середній тиск під подошвою фундаменту:

$$p = \frac{N_e}{A} + 20 \cdot d = \frac{977,75}{3,8} + 20 \cdot 2,6 = 309,30 \text{ (кПа)}$$

3) Підраховуємо вертикальне напруження від власної ваги ґрунту в рівні подошви фундаменту:

$$\sigma_{zy,0} = \sum \gamma_i \cdot h_i = 16,7 \cdot 1,7 + 16,9 \cdot 0,8 = 41,91 \text{ (кПа)}.$$

Напруження від ваги ґрунту що витягнутий з котловану:

$$\sigma_{zg,0} = \sum \gamma_i \cdot h_i = 16,7 \cdot 1,7 + 16,9 \cdot 0,8 = 41,91 \text{ (кПа)}.$$

4) Співвідношення сторін фундаменту $\eta = l/b > 10$.

Співвідношення сторін котловану $n = l_k/b_k = 1,97$,

де - l_k та b_k відповідно довжина і ширина котловану.

Межа стисливої товщі основи приймається на глибині $Z_i = H_c$, де виконується умова:

$$\sigma_{zp,i} \leq k \sigma_{zg,i}, \quad (3,5)$$

$k = 0,2$ при $b < 5$ м; б) $k = 0,5$ при $b > 20$ м; в) при $5 < b < 20$ м k визначають інтерполяцією.

Оскільки глибина котловану $d = 2,6$ м < 5 м, осідання фундаменту знаходимо за формулою:

$$s = \beta \sum \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zg,i}) h_i}{E}, \quad (3.6)$$

де β - безрозмірний коефіцієнт, рівний 0,8.

6) Визначаємо повне осідання сумуванням осідань окремих шарів:

$$S = \sum S_i, \quad (3.7)$$

7) Фактичне осідання основи порівнюємо з гранично допустимим S_u .

Результати розрахунків наведені в таблиці 3.2. На рисунку 3.3 зображена розрахункова схема для розрахунку осідань та епюри напружень від навантаження та власної ваги ґрунту.

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						7
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

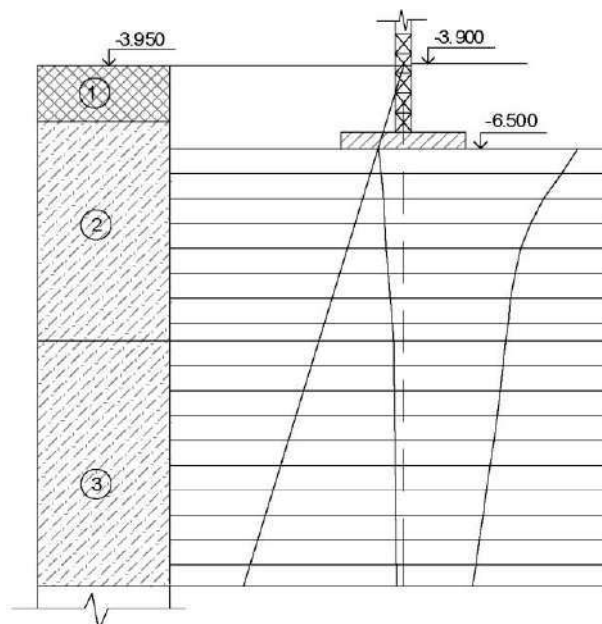


Рисунок 3.3 - Визначення осідання методом пошарового підсумовування

Таблиця 3.2 - Розрахунок осідання методом пошарового підсумовування

Z	2Z/by	α	Σzp	σ_{zg}	2Z/bk	α_k	σ_{zy}	$\sigma_{zp}(cp)$	$\sigma_{zy}(cp)$	E	h	S
0	0	1	309,3	41,91	0	1	41,91					
0,76	0,4	0,977	302,3	54,75	0,063	1	41,91	305,8	41,91	5200	0,76	0,0308
1,52	0,8	0,881	272,5	67,6	0,125	0,999	41,87	287,4	41,89	5200	0,76	0,0287
2,28	1,2	0,755	233,6	80,44	0,188	0,997	41,79	253	41,83	5200	0,76	0,0246
3,04	1,6	0,642	198,4	93,29	0,25	0,993	41,63	216	41,71	5200	0,76	0,0203
3,8	2	0,549	169,9	106,1	0,313	0,988	41,39	184,2	41,51	5200	0,76	0,0166
4,56	2,4	0,477	147,5	119	0,376	0,98	41,05	158,7	41,22	5200	0,76	0,0137
5,32	2,8	0,419	129,6	131,8	0,438	0,969	40,62	138,5	40,83	5200	0,76	0,0114
5,9	3,105	0,383	118,4	141,6	0,486	0,96	40,22	124	40,42	5200	0,58	0,0074
6,66	3,505	0,343	106,1	154,5	0,549	0,945	39,62	112,3	39,92	9000	0,76	0,0048
7,42	3,905	0,31	95,99	167,5	0,611	0,929	38,93	101,1	39,27	9000	0,76	0,0041
8,18	4,305	0,283	87,45	180,4	0,674	0,911	38,18	91,72	38,56	9000	0,76	0,0035
8,94	4,705	0,259	80,18	193,3	0,736	0,892	37,36	83,82	37,77	9000	0,76	0,0031
9,7	5,105	0,239	73,9	206,2	0,799	0,871	36,5	77,04	36,93	9000	0,76	0,0027
10,46	5,505	0,221	68,43	219,1	0,862	0,85	35,6	71,17	36,05	9000	0,76	0,0023
11,22	5,905	0,206	63,61	232,1	0,924	0,828	34,68	66,02	35,14	9000	0,76	0,0020
11,98	6,305	0,192	59,33	245	0,987	0,805	33,74	61,47	34,21	9000	0,76	0,0018
12,74	6,705	0,179	55,5	257,9	1,049	0,782	32,79	57,42	33,27	9000	0,76	0,0016
13,4	7,053	0,17	52,49	269,1	1,104	0,763	31,97	53,99	32,38	9000	0,66	0,0012

$$\Sigma S = 0,1816 \text{ м} = 18,16 \text{ см}$$

Осідання фундаменту за результатами розрахунку становить $s = 18,16 \text{ см}$, що

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		8

перевищує гранично допустиме $S_u=10$ см, [1] - умова не виконується. Отже потрібно відмовитися від такого виду фундаменту.

3.3 Розрахунок фундаменту в варіанті з забивних паль

3.3.1 Вибір глибини закладання ростверку і марки паль

Глибину закладення ростверку обираємо $d=0,35$ м. Виходячи з ґрунтових умов приймаємо палі С9 -30 вістря палі опирається у шар супіску з $IL < 0$. Заведення паль у ростверк на 15 см. Товщина ростверку 0,4 м. Положення паль у ґрунті показане на рисунку 3.4.

3.3.2 Визначення несучої здатності паль і розміщення їх у ростверку

Допустиме навантаження на палю:

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (3.8)$$

де N - розрахункове навантаження на палю;

F_d - несуча здатність палі;

γ_k - коефіцієнт надійності ($\gamma_k = 1,4$, якщо несуча здатність визначається розрахунком).

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} f_{li} h_i), \quad (3.9)$$

Коефіцієнти умов роботи для забивних паль, згідно з [1] $\gamma_c=1$, $\gamma_{cR}=\gamma_{cf}=1$. Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі $R=10233,33$ кПа [1]. Площа поперечного перерізу палі $A=0,09$ м².

Зовнішній периметр поперечного перерізу палі $u=1,2$ м.

Розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі визначаємо двома методами - за табличними даними згідно з [1] та за формулою (10).

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1-v_i} \operatorname{tg} \varphi_{1,i} + c_{1,i}, \quad (3.10)$$

де $\sigma_{zg,i}$ - напруження від власної ваги ґрунту в середині i -го шару ґрунтової основи;

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						9
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

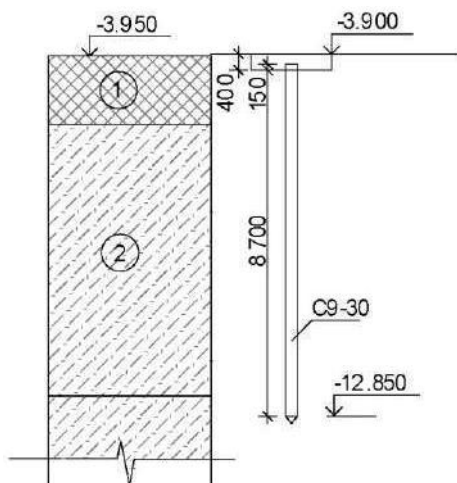


Рисунок 3.4 Положення у ґрунті забивних паль

ν_i - коефіцієнт Пуассона, ґрунту в середині i -го шару ґрунтової основи. Ґрунтову товщу розділяємо на шари потужністю < 2 м. Розрахунок опору по бічній поверхні представлений у таблиці 3.3. Розміщення у ґрунті паль та схема до розрахунку зображена на рисунку 3.5.

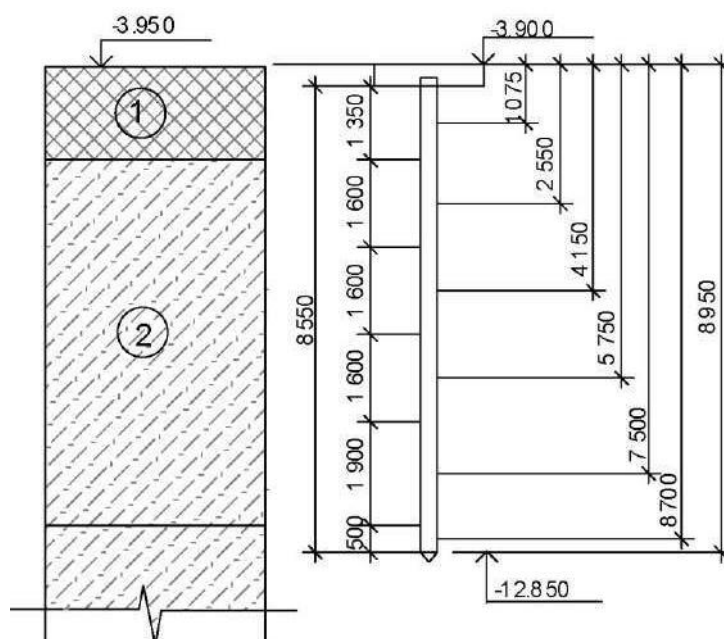


Рисунок 3.5 Розрахунок несучої здатності забивної палі

$$F_{d1} = 1 \cdot (1 \cdot 10233,33 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 100,83) = 1042 \text{ (кПа)}$$

Допустиме навантаження на палю визначаємо по найменшій несучій здатності:

$$N = 1042/1,4 = 744,28 \text{ (кН)};$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		10

Потрібна кількість паль для фундаменту визначаємо за формулою 11,
кількість паль на 1 метр довжини фундаменту за формулою 12:

$$n \geq 1.1 N_m / N \quad (3.11)$$

$$n = 1.1 \cdot 1259,42 / 744,28 = 1,86 \text{ (шт.)}$$

$$l' = 1/n \quad (3.12)$$

$$l' = 1/1,85 = 0,54 \text{ (м)}$$

Мінімальна відстань між палями $3d$, отже приймаємо $l=0,9$ м. Розміщення паль у плані зображене на рисунку 3.6.

Таблиця 3.3 - Розрахунок опору по бічній поверхні забивної палі

h_i , м	H_i , м	L	f_{ti} , кПа	γ_{ef1} , кПа	$\gamma_{ef1} \cdot f_{ti} \cdot h_i$	$\sigma_{zg,i}$, кПа	v_i	ϕ_i , град.	c_i , кПа	f_{2i} , кПа	$\gamma_{ef2} \cdot f_{2i} \cdot h_i$
1,35	1,075	0,0	35,52	1	47,95	17,95	0	0	0	0	0
1,6	2,550	0,25	39,02	1	62,43	42,74	0,3	17°33	2	7,73	12,36
1,6	4,150	0,25	45,91	1	73,45	63,02	0,3	17°33	2	10,45	16,72
1,6	5,750	0,25	49,50	1	79,2	90,06	0,3	17°33	2	14,08	22,52
1,9	7,500	0,25	52,25	1	99,27	119,64	0,3	17°33	2	18,05	34,29
0,50	8,700	<0	63,08	1	31,54	140,36	0,3	20	8	29,88	14,94
$\Sigma 393,84$						$\Sigma 100,83$					

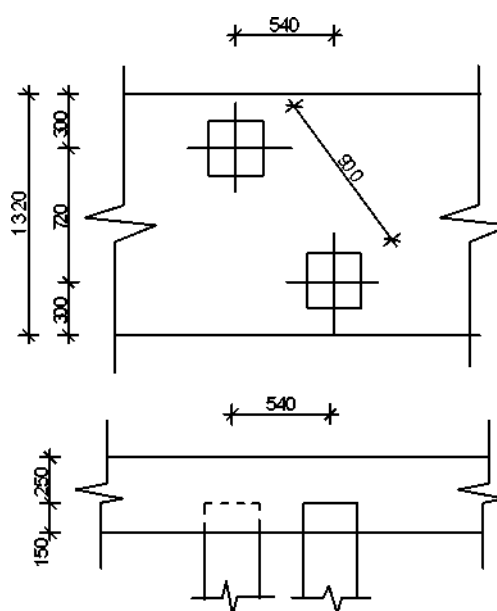


Рисунок 3.6 Розміщення паль у плані

Виконаємо перевірку навантаження на найбільш крайню палю за формулою 13:

$$N_{\min} = \frac{N_{\text{заг}}}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2} \leq N, \quad (3.13)$$

де

$$N_{\text{заг}} = N_m + G_{p+gp} + G_{\text{паль}}.$$

G_{p+gp} - вага ростверку та ґрунту на його уступах, що визначається за формулою 14;

$G_{\text{паль}}$ - вага паль, визначається за формулою 15.

$$G_{p+gp} = A_p \cdot d \cdot \gamma_{mt} \cdot \gamma_{fm} \quad (3.14)$$

$$G_{p+gp} = 1,32 \cdot 1 \cdot 0,45 \cdot 20 \cdot 1,1 = 13,07 \text{ (кН)};$$

$$G_{\text{паль}} = d^2 \cdot h_n \cdot n \cdot \gamma_{зб} \cdot \gamma_{fm} \quad (3.15)$$

$$G_{\text{паль}} = 0,30^2 \cdot 8,55 \cdot 1,85 \cdot 25 \cdot 1,1 = 39,15 \text{ (кН)}$$

$$N_{\text{заг}} = 1259,42 + 13,07 + 39,15 = 1311,64 \text{ (кН)}$$

$$N = N_{\text{заг}}/n = 1311,64/1,85 = 705,29 \text{ (кН)}$$

$$N \leq Fd / \gamma_k \quad (3.16)$$

$$712,85 \text{ (кН)} < 745,55 \text{ (кН)}$$

Навантаження на палю менше допустимого, отже варіант вибраної палі оптимальний.

3.3.3 Розрахунок осідання пального фундаменту

Розрахунок осідання пального фундаменту згідно з [2] виконуємо за двома методиками - розв'язуванням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі та за розрахунковою схемою умовного фундаменту.

3.3.3.1. Розрахунок деформацій основ пального фундаменту за розв'язанням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі

Визначимо осідання одиночної палі в середині куща.

Вертикальне навантаження на палю приймаємо середнім для куща при розрахунковому експлуатаційному значенні навантажень. Осідання одиночної палі s_1 під дією вертикального навантаження P визначають за формулою 17.

$$s_1 = \frac{S_e \cdot P}{P_u - P} \quad (3.17)$$

де S_e - пружна складова осідання палі, яку визначають за формулою 18 при

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						12
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

навантаженні на палю P_e .

$$S_e = \frac{2 \cdot (1+\nu) \cdot P_e \cdot c}{E \cdot l} + \frac{P \cdot l \cdot (1+b)}{2 \cdot E_0 \cdot F} \quad (3.18)$$

P_e - величина що визначається за формулою 19, якщо немає натурних випробувань.

$$P_e = 0.5 \cdot P_u \quad (3.19)$$

P_u _ величина граничного опору палі.

Вертикальне навантаження від стіни $N_e = 977,75$ кН.

Вага ростверку з ґрунтом на його уступах = 13,07, згідно з формулою 3.14.

Середнє значення коефіцієнта Пуассона в межах напруженої зони визначаємо згідно з формулою 20 :

$$\nu = \sum \nu_i h_i / \sum h_i = \frac{0 \cdot 1,7 + 0,3 \cdot 6,7 + 0,3 \cdot 0,5}{1,7 + 6,7 + 0,5} = 0,24 \quad (3.20)$$

Граничний опір палі:

$$P_u = 1,25 \cdot F_d = 1,25 \cdot 1042 = 1302,5 \text{ (кН)}$$

Навантаження на палю на межі пропорційності:

$$P_e = 0.5 \cdot 1302,5 = 651,25 \text{ (кН)}$$

Модуль деформації ґрунту під нижнім кінцем палі в межах одного діаметру вище і чотирьох діаметрів нижче позначки нижнього кінця палі:

$$E_p = 9 \text{ МПа.}$$

Осереднений у межах довжини палі модуль деформації ґрунтової основи:

$$E_f = \frac{\sum E_i h_i}{\sum h_i} = \frac{5,2 \cdot 6,7 + 9 \cdot 0,5}{6,7 + 1,7 + 0,5} = 4,42 \text{ МПа} \quad (3.21)$$

Відношення усереднених модулів деформації під нижнім кінцем і в межах бічної поверхні палі:

$$k_E = \frac{E_p}{E_f} = \frac{9000}{4420} = 2,03 \quad (3.22)$$

Приведений радіус палі:

$$r = \frac{r_0}{l} = \frac{0,15}{8,6} = 0,017 \quad (3.23)$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						13
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Модуль деформації матеріалу палі С9-30 при класі бетону С16/20 [3] :

$$E_0 = 20000 \text{ МПа.}$$

Коефіцієнт, що визначає частину навантаження, яка передається нижнім кінцем (за таблицею П.1.2[2] в залежності від Γ та k_E)

$$b = 0.185$$

Коефіцієнт умов роботи ґрунту вздовж бічної поверхні палі за (табл. П. 1.4 [2]) $k_f = 1.4$.

Коефіцієнт умов роботи глинистого ґрунту під нижнім кінцем палі (за табл. П.1.8 [2]) $k_p = 7.52$.

Приведений модуль деформації ґрунту:

$$E = (1 - b) \cdot k_f \cdot E_f + k_p \cdot b \cdot E_p \quad (3.24)$$

$$E = (1 - 0.185) \cdot 1.4 \cdot 4.42 + 7.52 \cdot 0.185 \cdot 9 = 17.56 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт осідання (за таблицею П.4.1[2]) $c = 0.63$.

Пружна складова осідання палі:

$$S_e = \frac{2 \cdot (1 + 0.24) \cdot 651.25 \cdot 0.63}{17560 \cdot 8.55} + \frac{531.50 \cdot 8.55 \cdot (1 + 0.185)}{2 \cdot 20 \cdot 10^6 \cdot 0.30^2} = 0.0083 \text{ (м)}$$

Осідання одиночної палі:

$$S_1 = \frac{0.0083 \cdot 531.50}{1302.5 - 531.50} = 0.0057 \text{ (м)}$$

Визначимо осідання групи з 7-ми палей, взявши за основну крайню палю.

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						14
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Усі палі розміщені від даної на відстанях:

$$a_1 = 0,9 \text{ м-2 шт.};$$

$$a_2 = 1,08 \text{ м-2 шт.};$$

$$a_3 = 1,8 \text{ м-2 шт.};$$

Визначаємо коефіцієнт впливу сусідніх паль за табл. П.1.3 та П.1.4 [2] в залежності від приведеної відстані:

$$\begin{aligned} \frac{a_1}{2 \cdot r_0} &= \frac{0,9}{2 \cdot 0,15} = 3; & w_1 &= 0,421; & k_{b1} &= 1,052; \\ \frac{a_2}{2 \cdot r_0} &= \frac{1,08}{2 \cdot 0,15} = 3,6; & w_2 &= 0,397; & k_{b2} &= 1,042; \\ \frac{a_3}{2 \cdot r_0} &= \frac{1,8}{2 \cdot 0,15} = 6; & w_3 &= 0,320; & k_{b3} &= 1,023; \end{aligned}$$

Осідання середньої палі від одиничного навантаження на j-ту палю у фундаменті визначаємо за формулою 25.

$$\begin{aligned} s_{i,j} &= 2(1 + \nu) \frac{w_j k_{bj}}{EI}. \\ S_{i1} &= 2 \cdot (1 + 0,24) \frac{0,421 \cdot 1,052}{17560 \cdot 8,55} = 7,31 \cdot 10^{-6} \text{ (м)} \\ S_{i2} &= 2 \cdot (1 + 0,24) \frac{0,397 \cdot 1,042}{17560 \cdot 8,55} = 6,83 \cdot 10^{-6} \text{ (м)} \\ S_{i3} &= 2 \cdot (1 + 0,24) \frac{0,320 \cdot 1,023}{17560 \cdot 8,55} = 5,40 \cdot 10^{-6} \text{ (м)} \end{aligned} \quad (3.25)$$

Осідання пальнової групи з 6 паль розраховується за формулою 26.

$$\begin{aligned} S_i &= S_1 + \sum_{j=1}^n p_j s_{ij} \\ S &= 0,0057 + 531,5 \cdot (7,31 \cdot 10^{-6} + 6,83 \cdot 10^{-6} + 5,40 \cdot 10^{-6}) = \\ &= 0,0161 \text{ (м)}. \end{aligned} \quad (3.26)$$

Допустиме значення осідання для багатоповерхових безкаркасних будівель з несучими стінами $S_u = 10 \text{ см [1]}$.

Умова $S = 1,61 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}$ - умова виконується, осідання не перевищують допустимих.

3.3.3.2 Розрахунок деформацій основ пального фундаменту за розрахунковою схемою умовного фундаменту

Розрахунок осідання виконуємо як для умовного фундаменту мілкого закладання, розміри якого показані на рисунку 3.8.

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						15
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Визначимо ширину умовного фундаменту:

$$\varphi_{mt} = \frac{\sum \varphi_{III} \cdot h_i}{\sum h} \quad (3.27)$$

$$\varphi_{mt} = \frac{20 \cdot 6,7 + 0,5 \cdot 23}{1,7 + 6,7 + 0,5} = 16^\circ 38'$$

$$l_{ym} = 1 \text{ (м)}$$

$$b_{ym} = b_1 + 2 \cdot h \cdot \tan\left(\frac{16^\circ 38'}{4}\right) \quad (3.28)$$

$$b_{ym} = 0,84 + 2 \cdot 8,55 \cdot \tan\left(\frac{16^\circ 38'}{4}\right) = 2,06 \text{ (м)}$$

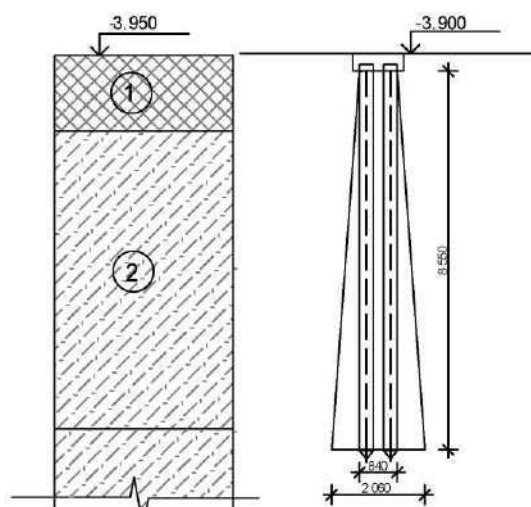


Рисунок 3.8 – Розміри умовного фундаменту мілкого закладання

Об'єм ростверку і паль в об'ємі умовного фундаменту:

$$V_{p+rp} = A_p \cdot d_1 \quad (3.29)$$

$$V_{p+rp} = 1,32 \cdot 1 \cdot 0,4 = 0,53 \text{ (м}^3\text{)};$$

$$V_{паль} = d^2 \cdot h \cdot n \quad (3.30)$$

$$V_{паль} = 0,30^2 \cdot 8,55 \cdot 1,85 = 1,42 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Об'єм умовного фундаменту:

$$V_y = l_{ym} \cdot b_{ym} \cdot (h + d_1) = 1 \cdot 2,06 \cdot (8,55 + 0,4) = 18,17 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Об'єм ґрунту в об'ємі умовного фундаменту:

$$V_{гр.} = V_{ум.фунд} - V_{паль} - V_{розт} = 18,17 - 1,42 - 0,53 = 16,22 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Осереднене значення питомої ваги ґрунту в об'ємі умовного фундаменту:

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						16
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$\gamma_{mt} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} \quad (3.31)$$

$$\gamma_{mt} = \frac{1,7 \cdot 16,7 + 16,9 \cdot 6,7 + 0,5 \cdot 17}{1,7 + 6,7 + 0,5} = 16,86 \text{ (кН/м}^3\text{)}$$

Вага ґрунту в об'ємі умовного фундаменту:

$$G_{гр.} = V_{гр.} \cdot \gamma_{mt} = 16,22 \cdot 16,86 = 273,47 \text{ (кН)}.$$

Тиск по підшві умовного фундаменту:

$$p = \frac{N + G_{гр.} + G_{паль}}{A_{ум}} = \frac{706,48 + 13,07 + 39,5 + 273,47}{1 \cdot 2,72} = 379,6 \text{ (кПа)}$$

Розрахунковий опір ґрунту основи умовного фундаменту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_c c_{11}]$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} \cdot [0,23 \cdot 1 \cdot 2,72 \cdot 17 + 1,94 \cdot 16,86 \cdot 8,95 + (1,94 - 1) \cdot 0,05 \cdot 16,86 + 4,42 \cdot 23] = 507,28 \text{ (кПа)}$$

$$p = 379,6 \text{ (кПа)} < R = 507,28 \text{ (кПа)}$$

Тиск по підшві умовного фундаменту без врахування ваги ґрунту:

$$p = \frac{N + G_{гр.} + G_{розт} + G_{паль}}{A_{ум.}} = \frac{706,48 + 13,07 + 39,5}{1 \cdot 2,72} = 279,06 \text{ (кПа)}$$

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні нижніх кінців паль від рівня природного рельєфу:

$$\sigma_{zg,0} = 1,7 \cdot 16,7 + 6,7 \cdot 16,9 + 0,5 \cdot 17 = 150,12 \text{ (кПа)}$$

Тиск від ваги ґрунту вийнятого з котловану в рівні підшви ростверку:

$$\sigma_{zy,0} = 0,35 \cdot 16,7 = 6,01 \text{ (кПа)}$$

$$\sigma_{zu,1} = 16,84 \cdot 8,55 = 143,98 \text{ (кПа)}$$

$$\sigma_{zg,0} - \sigma_{zu,1} = 150,12 - 143,98 = 7,14 \text{ (кПа)}$$

Товщина і-го шару ґрунту:

$$h_i = 0,2 b_y = 0,2 \cdot 2,06 = 0,412 \text{ (м)}.$$

Співвідношення сторін фундаменту $n = l/b > 10$, оскільки фундамент стрічковий.
Співвідношення сторін котловану $n = l_K/b_K > 10$. де - l_K та b_K відповідно довжина і ширина котловану.

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						17
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Таблиця 3.4 - Розрахунок осідання методом пошарового підсумовування.

Z	2Z/by	α	σ_{zp}	σ_{zg}	2Z/bk	α_k	σ_{zy}	$\sigma_{zp}(cp)$	$\sigma_{zy}(cp)$	E	h	S
0	0	1	279.1	7.14	0	1	6.01					
0.412	0.4	0.977	272.7	14.14	0.034	1	6.01	275.9	6.01	9000	0.412	0.0098
0.824	0.8	0.881	245.8	21.15	0.068	1	6.009	259.3	6.01	9000	0.412	0.0092
1.236	1.2	0.755	210.8	28.15	0.102	1	6.007	228.3	6.008	9000	0.412	0.0081
1.648	1.6	0.642	179	35.16	0.136	0.999	6.003	194.9	6.005	9000	0.412	0.0069
2.06	2	0.549	153.3	42.16	0.17	0.998	5.997	166.2	6	9000	0.412	0.0058
2.472	2.4	0.477	133	49.16	0.204	0.996	5.988	143.2	5.993	9000	0.412	0.005
2.884	2.8	0.419	117	56.17	0.238	0.994	5.976	125	5.982	9000	0.412	0.0043
3.296	3.2	0.373	104	63.17	0.271	0.992	5.96	110.5	5.968	9000	0.412	0.0038
3.708	3.6	0.335	93.44	70.18	0.305	0.988	5.941	98.73	5.95	9000	0.412	0.0034
4.12	4	0.303	84.66	77.18	0.339	0.984	5.917	89.05	5.929	9000	0.412	0.003
4.532	4.4	0.277	77.25	84.18	0.373	0.98	5.889	80.96	5.903	9000	0.412	0.0027
4.944	4.8	0.254	70.92	91.19	0.407	0.975	5.857	74.09	5.873	9000	0.412	0.0025
5.356	5.2	0.235	65.45	98.19	0.441	0.969	5.821	68.19	5.839	9000	0.412	0.0022
5.768	5.6	0.217	60.66	105.2	0.475	0.962	5.781	63.06	5.801	9000	0.412	0.002
6.18	6	0.202	56.44	112.2	0.509	0.955	5.737	58.55	5.759	9000	0.412	0.0019
6.592	6.4	0.189	52.68	119.2	0.543	0.947	5.689	54.56	5.713	9000	0.412	0.0017
7	6.796	0.177	49.34	126.1	0.577	0.938	5.639	51.01	5.664	9000	0.408	0.0016
7.412	7.196	0.166	46.3	134	0.611	0.929	5.584	47.82	5.611	26000	0.412	0.0005
7.824	7.596	0.156	43.54	141.8	0.644	0.92	5.527	44.92	5.555	26000	0.412	0.0004
8.1	7.864	0.15	41.83	147	0.667	0.913	5.487	42.68	5.507	26000	0.276	0.0003
8.512	8.264	0.141	39.46	154	0.701	0.903	5.425	40.65	5.456	26000	0.412	0.0004
8.924	8.664	0.134	37.29	165	0.735	0.892	5.361	38.38	5.393	26000	0.412	0.0004
9.336	9.064	0.126	35.29	176	0.769	0.881	5.294	36.29	5.328	26000	0.412	0.0003
9.748	9.464	0.12	33.44	186.9	0.803	0.87	5.227	34.37	5.261	26000	0.412	0.0003

$$\Sigma S_i = 0,0765 \text{ м}$$

3.3.4 Конструювання ростверку

Конструювання ростверку проводиться у відповідності із прорахованою глибиною закладання (п. 3.1), та підібраним в (п. 3.2) розміщенням паль у плані.

3.4 Розрахунок варіанту фундаменту з бурових паль

3.4.1 Вибір глибини закладання ростверку і довжини паль

Глибину закладання ростверку приймаємо таку ж як і для забивних паль 0,4 м.

Приймаємо палі діаметром 0,4 м та довжиною 15 м, які занурюються в супісь.

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						18
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

3.4.2 Визначення несучої здатності палів і розміщення їх у ростверку

$$\text{Допустиме навантаження на палі } N \leq F_d / \gamma_k, \quad (3.32)$$

де N - розрахункове навантаження на палю;

F_d - несуча здатність палі;

γ_k - коефіцієнт надійності ($\gamma_k = 1.4$, якщо несуча здатність визначається розрахунком).

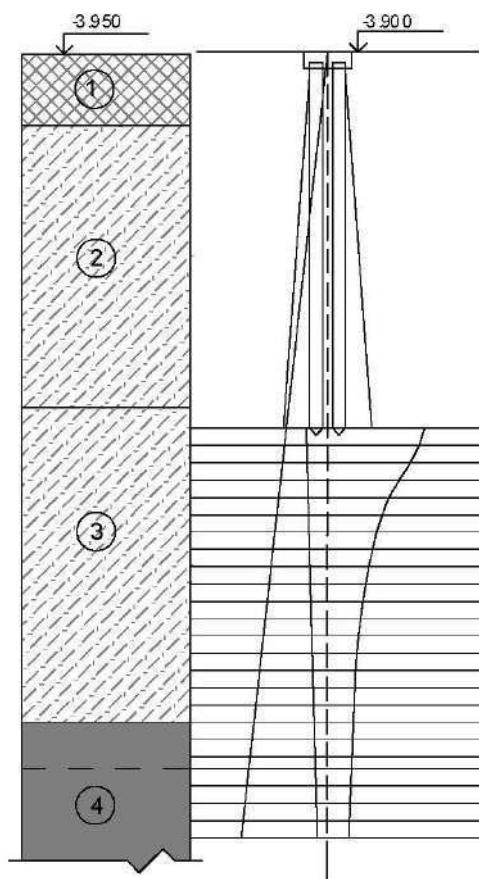


Рисунок 3.9 - Схема розрахунку осідання пального фундаменту

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

ГТТБ.БКП25.192.10.03

Арк.

19

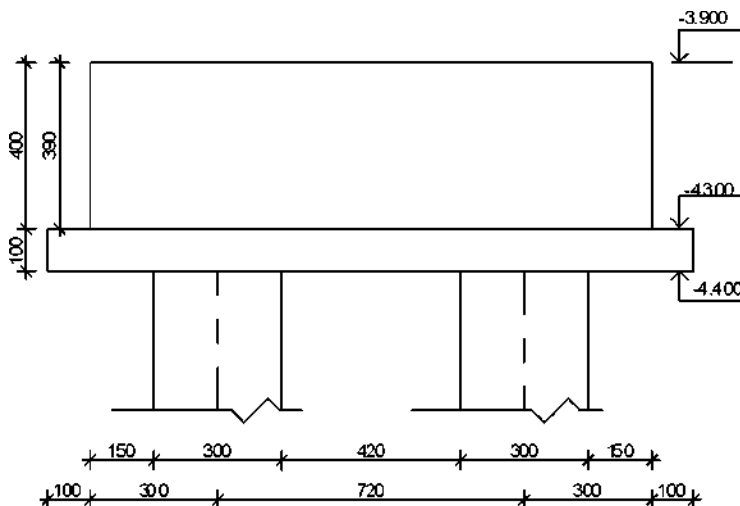


Рисунок 3.10 – Конструювання ростверку

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} f_l h_l), \quad (3.33)$$

де $\gamma_c=1[12]$; $\gamma_{cr}=1[12]$; $\gamma_{cf}=0,6$; $A=\pi(d/2)^2=\pi(0,4/2)^2=0,1256\text{м}^2$; $u=\pi d=1,256\text{ м}$.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі на відмітці 18,95 м становить:

$$R = 11688 \text{ (кПа)}$$

Розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі визначається за табличними даними[2].

Ґрунтову товщу розділяємо на шари потужністю $<2\text{ м}$. Розрахунок опору по бічній поверхні представлений у таблиці 3.5. Розміщення у ґрунті паль та схема до розрахунку зображена на рисунку 3.11.

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		20

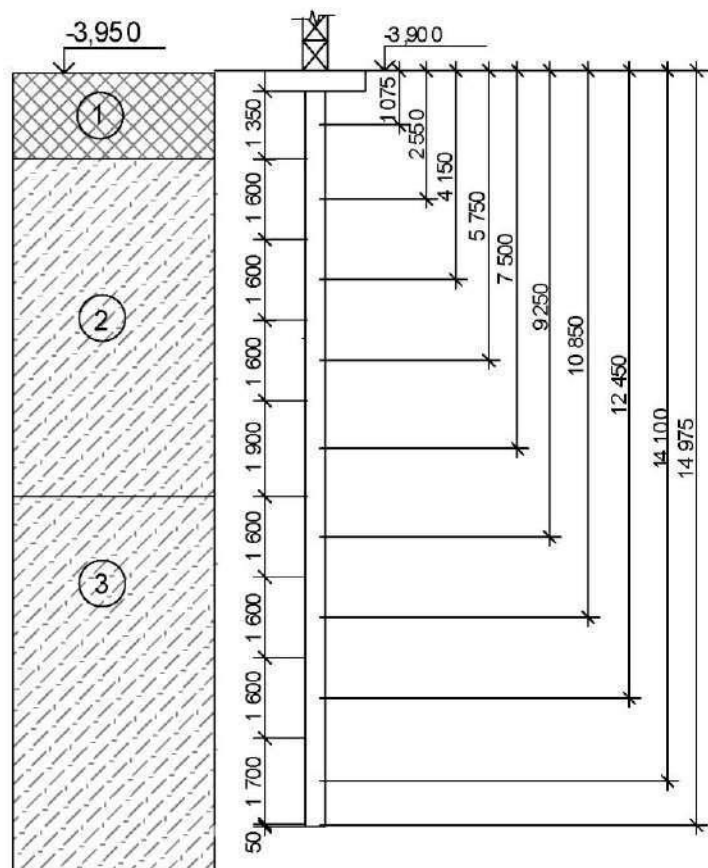


Рисунок 3.11 - Розрахункова схема фундаменту з бурових паль

Таблиця 3.5 - Розрахунок опору по бічній поверхні бурової палі

h_i , м	H_i , м	I_L	f_{li} , кПа	γ_{cfl} , кПа	$\gamma_{cfl} \cdot f_{li} \cdot h_i$
1	2	3	4	5	6
1,35	1,075	0	35,5	0,6	28,755
1,6	2,55	0,25	41	0,6	39,36
1,6	4,15	0,25	51,4	0,6	49,344
1,6	5,75	0,25	52,4	0,6	50,304
1,9	7,5	0,25	55,3	0,6	63,042
1,6	9,25	0	65,1	0,6	62,496
1,6	10,85	0	66,2	0,6	63,552
1,6	12,45	0	68,4	0,6	65,664
1,7	14,1	0	70,7	0,6	72,114
0,05	14,975	0	72	0,6	2,16

$\Sigma=496,791$

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

ГТТБ.БКП25.192.10.03

Арк.

21

Несуча здатність висячої бурової палі:

$$F_{d1} = 1(1 \cdot 11688 \cdot 0,1256 + 1,256 \cdot 496,791) = 2091,98 \text{ (кН)},$$

Допустиме навантаження на палю визначаємо по найменшій несучій здатності:

$$N_1 = 2091,98/1,4 = 1494,27 \text{ (кН)};$$

Потрібна кількість палей для фундаменту визначаємо за формулою 3.11, кількість палей на 1 метр довжини фундаменту за формулою 3.12:

$$n = 1,1 \cdot 1259,42 / 1494,27 = 0,92 = 1 \text{ (шт.)}$$

$$l' = 1/0,92 = 1,08 \text{ (м)}$$

Розмістимо палі у плані з дотриманням вимоги мінімальної відстані між ними $3d = 3 \times 0,4 = 1,2 \text{ м}$. Розміщення палей у плані зображене на рисунку 3.12.

3.4.3 Перевірка навантаження на найбільш завантажену палю

Виконаємо перевірку навантаження на найбільш завантажену палю за формулою 13:

$G_{p+гр}$ - вага розтірку та ґрунту на його уступах, що визначається за формулою 14;

$G_{паль}$ - вага палей, визначається за формулою 15.

$$G_{паль} = \frac{\pi \cdot 0,4 \cdot 0,4}{4} \cdot 14,6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 50,32 \text{ (кН)};$$

$$G_{p+гр} = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 16,84 \cdot 1,1 = 3,89 \text{ (кН)};$$

$$N_{max} = (1259,42 + 50,32 + 3,89) / 0,92 = 1427,85 \text{ (кН)}$$

$$N_{max} < N_1$$

$$1427,85 \text{ (кН)} < 1494,27 \text{ (кН)}$$

Навантаження на палю на перевищує допустиме, отже варіант вибраної палі оптимальний.

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						22
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

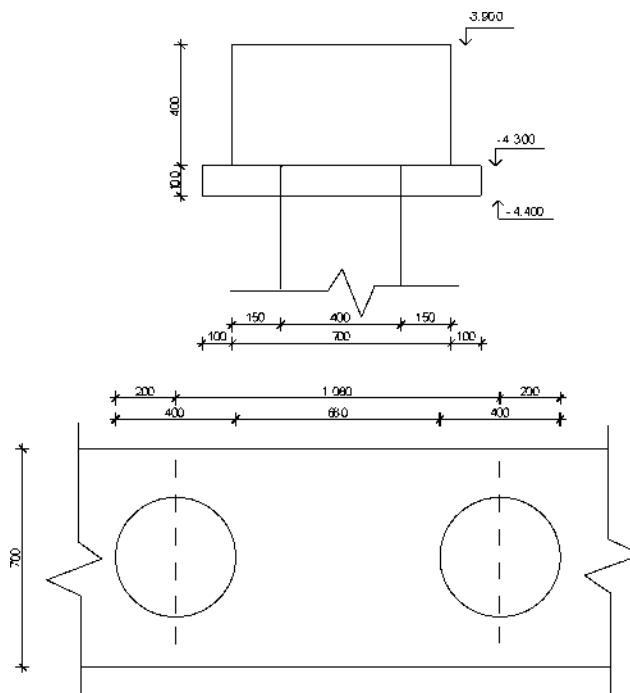


Рисунок 3.12 – Розміщення паль у плані

3.5 Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів

3.5.1 Підрахунок об'ємів робіт

Для того, щоб з розглянутих вище варіантів фундаментів обрати найбільш доцільний з економічної точки зору, проведемо їх техніко- економічне порівняння з урахуванням витрат матеріалів і способу виробництва робіт.

Об'єми робіт розраховують для площі $b=6,549$ м та довжини $l = 1,48$ м.

Оскільки осідання від фундаменту мілкового закладання перевищує допустиме такий варіант фундаменту в подальших розрахунках не розглядається.

Результати підрахунку обсягів робіт нульового циклу для двох варіантів фундаментів наведені у таблиці 3.6.

Схеми для підрахунку об'ємів робіт забивних та бурових палевих фундаментів показані на рисунку 3.13.

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						23
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Найменування робіт	Формула розрахунку	Одиниці вимірювання	Кількість
Фундамент із забивних паль			
1.Відкопування котловану.	$V_k = 1,48 \cdot 6,549 \cdot 0,35$	1000 м ³	0,0034
2. Занурення паль	$V = 0,3^2 \cdot 8,7 \cdot 3$	м ³	2,35
3. Кількість паль	8,7 · 3	м.п.	26,1
4.Влаштування бетонної підготовки (під ростверк)	$(0,2 + 1,32) \cdot 1,48 \cdot 0,3^2 \cdot 3$	м ³	0,607
5.Влаштування монолітного ростверку	$1,32 \cdot 1,48$	м ³	1,95
6.Арматура	$1,95 \cdot 0,007 \cdot 7,85$	т	0,107
7. Зворотня засипка ґрунту	$6,549 \cdot 1,48 \cdot 0,35 - (1,32 + 0,2) \cdot 1,48$	1000м ³	0,0011
8. Ущільнення ґрунту	$6,549 \cdot 1,48 \cdot 0,35 - (1,32 + 0,2) \cdot 1,48$	100м ³	0,011
Фундамент із бурових паль			
1.Відкопування котловану.	$V_k = 1,48 \cdot 6,549 \cdot 0,35$	1000 м ³	0,0034
2. Занурення паль	$V = (3,14 \cdot 0,4^2 / 4) \cdot 15 \cdot 2$	м ³	3,78
3. Кількість паль	15 · 2	м.п.	30
4.Влаштування бетонної підготовки (під ростверк)	$(0,7 + 0,2) \cdot 1,48 \cdot (3,14 \cdot 0,4^2 / 4) \cdot 2$	м ³	0,33
5.Влаштування монолітного ростверку	$0,7 \cdot 1,48$	м ³	1,04
Продовження таблиці 5			
6.Арматура	$1,208 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 2 / 1000$	т	0,019
7. Зворотня засипка ґрунту	$6,459 \cdot 1,48 \cdot 0,35 - (0,7 + 0,2) \cdot 1,48$	1000м ³	0,0020
8. Ущільнення ґрунту	$6,459 \cdot 1,48 \cdot 0,35 - (0,7 + 0,2) \cdot 1,48$	100м ³	0,020

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

ГТТБ.БКП25.192.10.03

Арк.

24

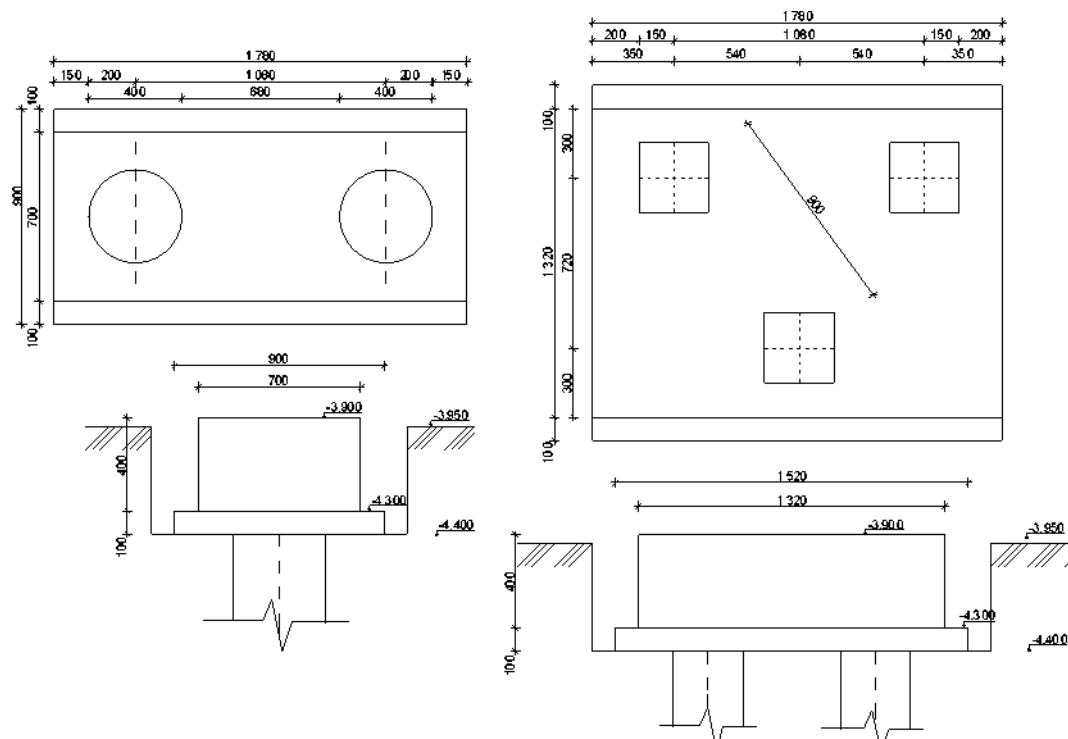


Рисунок 3.13 - Схеми для підрахунку об'ємів робіт

3.5.2 Вибір кращого варіанту. Складання кошторисного розрахунку

Результати розрахунків для співставлення варіантів зведемо у таблицю 3.7 а у додатку 3 приведені кошторисні розрахунки вартості і трудомісткості виконання робіт по кожному з варіантів.

Таблиця 3.7 - Порівняльна вартість і трудовитрати для улаштування варіантів фундаментів

Тип фундаменту	Кошторисна вартість		Витрати праці	
	тис. грн.	%	тис. люд.-год.	%
1. Варіант фундаменту з забивних паль	380	100	17	100
2. Варіант фундаменту з бурових паль	3359	883	156	917

Порівнюючи ТЕП кожного варіанту фундаменту із таблиці 3.7 ми бачимо, що найбільш економічним та найменш трудомістким є фундамент забивних паль. Отже такий фундамент буде влаштований з паль С9 -30, з шириною ростверку 1,32 м. Провівши розрахунок за несучою здатністю за 2 -гою групою граничних станів та визначивши осідання, ми виявили, що граничні умови виконуються.

Висновки по розділу 3

1. За результатами інженерно-геологічних вишукувань обчислено розрахунковий опір ґрунту основи під фундамент будинку.
2. В результаті розрахунку трьох типів фундаментів , які наведено у записці виконано конструювання фундаменту під найбільш навантажену стіну по вісі «Г». Аналіз результатів порівняння показав, що найкращим типом для даних геологічних умов є фундамент із забивних паль.

					ГТТБ.БКП25.192.10.03	Арк.
						26
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 4 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Загальна частина

Монтаж будівельних конструкцій – це комплексно-механізований процес поточної збірки будівель і споруд з елементів і конструктивних вузлів заводського виготовлення. Найважливіша роль у цьому процесі належить ефективності організаційно-технологічних рішень, деякі елементи яких будуть розроблені у даному розділі. Досягнути цієї мети можливо шляхом перетворення будівництва на єдиний промислово-будівельний процес зведення об'єктів, впровадження нових матеріалів та конструкцій, забезпечення будівництва високо-продуктивною технікою, впровадження науково-технічних досягнень та ресурсо- і енергозберігаючих технологій.

При монтажі повинна бути забезпечена незмінність і стійкість кожної змонтованої конструкції або відсіку будівлі. Послідовність монтажу повинна передбачати можливість здачі в задані строки окремих ділянок будівлі під оздоблення або монтаж обладнання.

Монтаж будівельних конструкцій складається із підготовчих, основних та транспортно-укладальних процесів.

Питома вага механізованих монтажних робіт в будівництві повинна збільшуватись[5]. Поряд із зниженням маси конструкцій очікується збільшення крупно габаритних блоків, виведення їх до максимальної заводської готовності [16].

При розробці проекту враховується прогресивність методів монтажу, які забезпечують комплексну механізацію та точність виконання робіт, зниження працевитрат та вартості робіт. Враховувати заходи з техніки безпеки та підвищення якості робіт.

4.2 Характеристика будівлі

Даний проект передбачає будівництво житлової будівлі з приміщеннями. Відведена для будівництва ділянка відповідає стандартним вимогам. Ділянка обмежена житловою забудовою та проїздами. Площа забудови 804,10 м². Рельєф ділянки нерівномірний. На ділянці розташовані наступні будівлі і споруди: об'єкт будівництва, котельня.

Будівля, що проектується, є десяти-поверховою житловою будівлею на першому поверсі якої знаходяться приміщення громадського призначення. Розміри в осях – 41,74×17,12 м, висота поверхів складає: першого поверху - 3,9 м, всіх подальших поверхів 3,0 м. В якості несучих конструкцій в основному використовуються повздовжні цегляні стіни товщиною 510 мм та залізобетонні колони на які опираються пустотні залізобетонні плити перекриття. Кладка зовнішніх стін утеплюється мінераловатними плитами "Rockmin" товщиною 120мм.

					ГТТБ.БКП25.192.10.04			
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив	Костюченко В.І				Нове будівництво 18-и поверхового багатоквартирного житлового будинку з офісним приміщенням по вул. Кирилівській в м. Києві	Літ.	Аркуш	Аркушів
Керівник	Байда Д.М.						1	16
Н. контроль	Башинський С.І.					ДУ «Житомирська політехніка», 192 «Будівництво та цивільна інженерія», гр. ЗПЦБ-21		
Рецензент	Котенко В.В.							
Затвердив	Башинський С.І.							

Покриттям житлової будівлі є плоска покрівля, яка складається з: пароізоляції (2 мкр), стяжки цементно-піщаної (М100 – 20 мм), розуклонки з керамзито-бетоної (20...150мм), утеплювача (200 мм), стяжки цементно- піщаної армованої (М100 – 40 мм), підкладаючого шару (склопласт СПОЛИ - 5мм), верхнього шару (поліе́стр СПОЛИ – 5мм). Ухил плоскої покрівлі складає $i = 0,0200 - 0,2640$.

4.3 Визначення об'ємів робіт

Для визначення об'ємів робіт для зведення надземної частини використовуємо ПК «ArchiCAD» та представленні у вигляді таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Об'єми робіт для зведення надземної частини

№	Найменування робіт	Одиниці виміру	Загальний об'єм
Підземна частина			
1	Мурування стін з керамічної цегли	м ³	1662,3
2	Мурування перегородок з керамічної цегли	м ³	80,77
3	Влаштування перемичок	100 шт	2088
4	Влаштування плит перекриття	100 шт	4,77
5	Установлення сходових маршів	100 шт	0,19
6	Установлення ліфтових шахт	100 шт	0,02

Перекриття міжповерхові - пустотні залізобетонні плити.

Сходові марші та площадки - збірні залізобетонні.

4.4 Калькуляція працевитрат та заробітної плати

В калькуляції повинні бути визначені працевитрати і заробітна плата робочих на виконання робіт по кожному процесу, а також до всього комплексу робіт по зведенню будівлі.

При складанні калькуляції працевитрат і заробітної плати, які наведені в таблиці 4.2, повинні бути враховані всі затрати праці, машин, заробітної плати не тільки на основні процеси, але й на допоміжні процеси і операції.

В кінці калькуляції підраховуємо загальні працевитрати і заробітну плату на весь комплекс робіт по зведенню конструкцій надземної частини будівлі.

Калькуляція працевитрат та заробітної плати буде виконана на ЕОМ за допомогою прикладної програми «АВК», результати розрахунків приведені у формі таблиці 4.2.

					ГТТБ.БКП25.192.10.04	Арк.
						2
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Таблиця 4.2 – Калькуляція працевитрат і заробітної плати

№ п.п.	Обґрунтування ДБН	Назва роботи	Од. виміру	Об’єм роботи	Норма часу, люд.-год., маш.-год.	Розцінка,грн.	Трудовісткість,люд.-год. маш.-год.	Зарплата, грн.	Склад ланки, кваліфікація/сер. розряд
1	Е8-6-1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	м3	1850	<u>7,52</u> 1,5243	19,43	<u>11918,69</u> <u>2167,47</u>	231575	3,4
2	Е8-7-1	Мурування перегородок армованих з цегли керамічної товщиною в 1/4 цегли при висоті поверху до 4 м	100м2	0,8077	<u>7,612</u> 1,5337	20,14	<u>158,24</u> 5,93	3187	3,7
3	Е7-44-10	Укладання перемичок масою до 0,3 т	100шт	20,88	<u>21,46</u> 20,4483	18,96	<u>448,08</u> <u>426,96</u>	8496	3,2
4	Е7-45-6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 10 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	100шт	10,83	<u>332,05</u> 118,254	20,63	<u>1583,88</u> <u>564,07</u>	32675	3,9
5	Е7-47-2	Установлення сходових площадок масою більше 1 т	100шт	0,19	<u>640,9</u> 308,6018	20,14	<u>65,29</u> 25,51	1315	3,7
6	Е7-55-3	Установлення шахт ліфта масою до 2,5 т	100шт	0,02	<u>239,25</u> 69,7174	21,81	<u>6,24</u> 2,47	136	4,3

4.5 Вибір оптимальної технології виконання БМР

Перед початком кам'яних, монтажних та бетонних робіт виконуються всі підготовчі роботи та роботи нульового циклу. Після їх закінчення та влаштування гідроізоляції починають зведення надземної частини будівлі [12].

В першу чергу виконується розкладання елементів в зонах монтажу та приоб'єктних складах з розрахунку дводенного запасу. Роботи виконуються в дві зміни.

Монтаж конструкцій, подача цегли та розчину виконується за допомогою автомобільного крану. Кладку ведуть поярусно за допомогою трубчастих риштувань. Кладку внутрішніх стін починають тільки після кладки зовнішніх. Потім влаштовують перегородки, ведуться роботи по влаштуванню елементів сходів. В останню чергу встановлюють плити перекриття, після чого приступають до зведення наступного поверху [13].

4.6 Вибір комплекту машин та механізмів для виконання робіт

Для транспортування будівельних конструкцій використовуються автомобільний транспорт.

При організації автомобільних перевозок попередньо повинна бути обстежена дорога та визначені обмеження по габаритам, радіусу повороту, нахилу дороги.

Для перевезення перемичок, цегли та сипких матеріалів: вантажний автомобіль ЗИЛ-130.

Габаритні розміри:

- довжина – 5,48м;
- ширина – 2,48м;
- висота – 2,35м;
- Вантажопідйомність – 5 – 5,5 т.

Для транспортування будівельних конструкцій використовуються автомобільний транспорт. В залежності від маси та габаритів будівельних конструкцій для транспортування використовуються бортові автомобілі, трейлери, автотягачі з причіпами.

При організації автомобільних перевезень попередньо повинна бути обстежена дорога та визначені обмеження по габаритам, радіусу повороту, нахилу дороги.

Для транспортування на будівельний майданчик всіх конструкцій використовуються такі машини:

Для перевезення сходових маршів і площадок: вантажний автомобіль МАЗ 533702-2120.

Габаритні розміри:

- довжина – 4,99 м.;
- ширина – 2,36 м.;
- висота – 2,35 м.

Вантажопідйомність – 8,7 т.

					ГТТБ.БКП25.192.10.04	Арк.
						4
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Оскільки найбільша довжина плити 7 м для транспортування конструкцій на будівельний майданчик використовуємо причепи-панелевози 949135.

Габаритні розміри:

- довжина, мм 12350
- ширина, мм 2550
- вантажна висота, мм 400
- база, мм 8520 + 1320 + 1320

Також на будівельному майданчику використовуються такі механізми як автобетонозмішувач (таблиця 4.3, рисунок 4.1) для перевезення бетонної суміші. Через невеликі об'єми бетонних робіт приймаємо автобетонозмішувач з корисним об'ємом змішувального барабана 7м³ [16].

Таблиця 4.3 – Технічна характеристика автобетонозмішувача АБС СБ-197 DA на базі Камаз-65115

Назва параметрів	АБС СБ-197 DA
Корисний об'єм змішувального барабана, м ³	7
Геометричний об'єм змішувального барабана, м ³	7
Частота обертання змішувального барабана, об/хв.	6,5–12
Тривалість перемішування, хв.	15–20
Висота завантаження, мм	3620
Висота вивантаження, мм	500–2000
Місткість бака для води, л	400
Тип рушія змішувального барабана	механічна передача з відбором
потужності від автономного двигуна Д-144-66 Потужність установлена, кВт	37
Темп вивантаження при рухливості бетонної суміші 3–4 см, м ³ /хв.	1
Маса, кг:	1400
— технологічного обладнання	3450
— споряджена/— повна	10200/22180
Габаритні розміри, мм:	
(довжина х ширина х висота)	7500х2500х3620
Максимальна швидкість руху при повному навантаженні на прямій горизонтальній ділянці дороги, км/год.	60
Базовое шасі:	
Модель	Камаз-65115
Двигун:	
Модель	740.31 (Евро-2)
Тип	дизельний з турбонадувом
Максимальная потужність, к. с. (кВт), при 2200 об/хв.	240 (176)

					ГТТБ.БКП25.192.10.04	Арк.
						5
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		



Рисунок 4.1 – Автобетонозмішувач АБС СБ-197 DA на базі Камаз-65115

Автобетонозмішувач є сучасним засобом для доставки сухих компонентів бетонної суміші, приготування її на шляху проходження або після прибуття на будівельний об'єкт, а також для доставки готової бетонної суміші та видачі її споживачеві.

Зварювальний трансформатор змінного струму ПС-300М:

- напруга – 380 В;
- потужність – 22 кВт;
- межа регулювання струму – 40-500 А;
- номінальна напруга – 30 В;
- номінальний струм – 300 А.

Підбираємо вантажопідйомні машини згідно [14]. Монтажні характеристики крана розраховуємо, виходячи з архітектурно-конструктивного рішення об'єкта, та характеристик збірних залізобетонних конструкцій наведених в таблиці 1.4. Для монтажу будемо застосовувати баштовий кран, які буде рухатися вздовж будівлі будівлі по шасі. Вихідними параметрами є:

- максимальна висота будівлі 32,05 м; $h_{\max}=17,12$ м;
- максимальна вага збірної конструкції 3,420 т.

З усіх конструкцій, що монтуються, максимальну вагу мають плити перекриття – $Q = 3,420$ т, тому монтажний кран підбираємо за такими технічними параметрами.

Розраховуємо монтажну масу:

$$Q_{\max}=Q+\sum q, \quad (4.1)$$

$$Q_{\max}= 3,420+0,04 = 3,46 \text{ (т)}.$$

де Q – максимальна вага конструкції, т ;

$\sum q$ – сумарне значення ваги захватних пристроїв, т.

					ГТТБ.БКП25.192.10.04	Арк.
						6
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

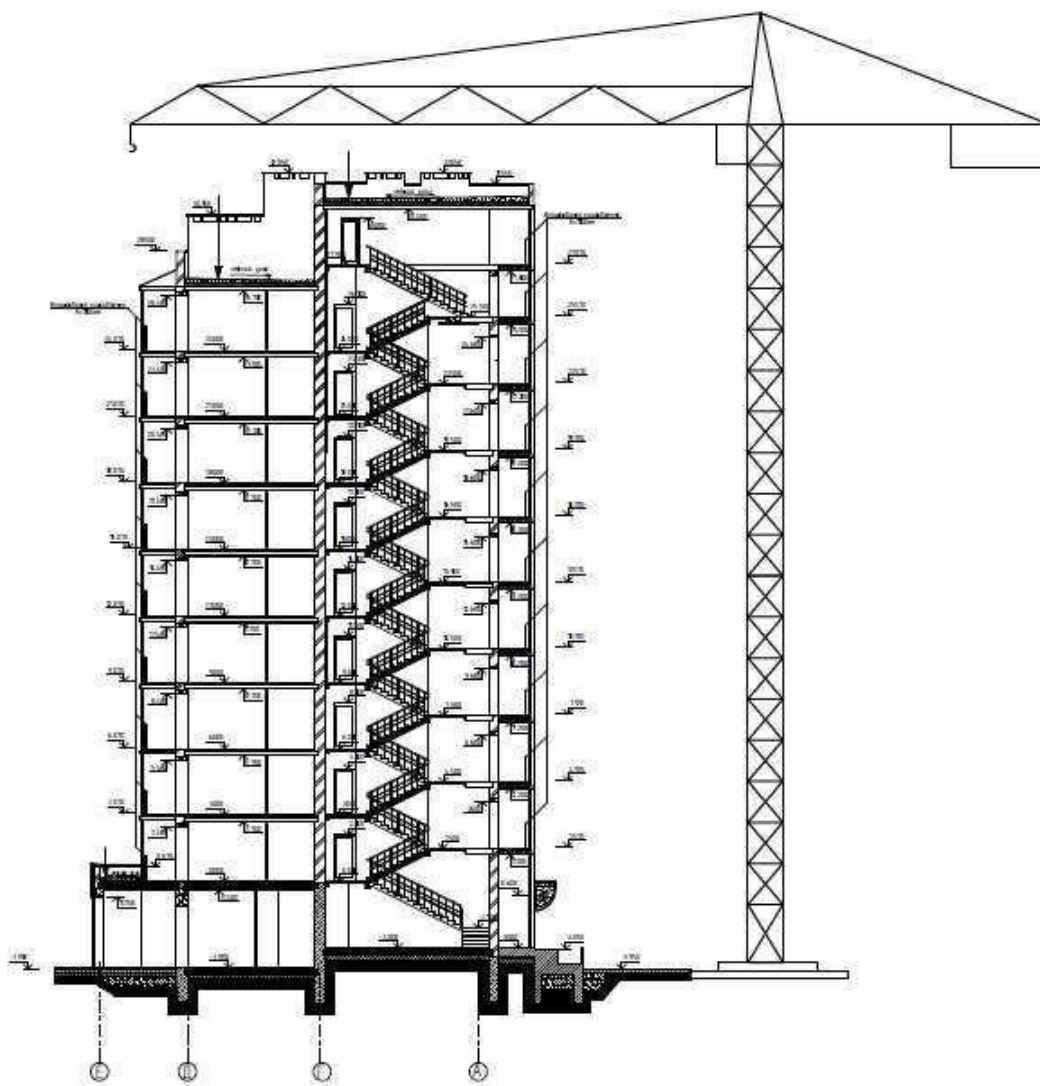


Рисунок 4.2 – Схема для визначення параметрів стрілового крану

Монтажна висота підйому стріли крану [23] визначаємо за схемою рис 4.2):

$$H_m = h + h_z + h_e + h_{cmp}, \quad (4.2)$$

$$H_m = 32,05 + 1 + 0,22 + 1 = 34,27 \text{ (м)},$$

де h - перевищення опори елемента, який монтується, над рівнем стоянки крана, м;

h_z - необхідна відстань для заведення елемента над опорою, приймається рівною 1,0 м;

h_e - висота елемента, який монтується, м;

h_{cmp} - висота вантажозахватного пристрою, м.

Потрібний виліт стріли крану визначається:

$$l_{cmp} = B + f + f' + d + R_{zg}, \quad (4.3)$$

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

ГТТБ.БКП25.192.10.04

Арк.

7

$$l_{\text{сmp}} = 17,12 + 3 + 2 + 3,5 = 24,62 \text{ (м)},$$

де B - ширина будівлі в осях, м;

f, f' - відстань від осі до виступаючої частини будівлі, м;

d - відстань між виступаючою частиною будівлі і хвостовою частиною крану при його повороті, приймається вірною 1,0 м;

$R_{\text{зr}}$ - радіус, який описує хвостова частина крану при його повороті,

орієнтовно приймається рівною для кранів вантажопідйомністю: до 5 т – 3,5 м; від 5 до 15 т – 4,5 м; від 15 т – 5,5 м.

Використовуючи розраховані вище параметри, вибираємо варіант крану, який задовольняє усім вимогам [12]. Це кран на спецшасі марки КБМ-401П технічні параметри якого наведені у таблиці 4.4

Таблиця 4.4 – Технічні характеристики баштового крану КБМ- 401 П [12]

Максимальна вантажопідйомність	10 т
Вантажний момент	100 - 200 тм
Виліт стріли, максимальний	25 м
Висота підйому, максимальна	58,4 м
Глибина опускання вантажу	6 м
База	6 м

4.7 Технічна документація на виконання робіт при зведенні будівлі

Технологічний розрахунок складається за даними калькуляції працевитрат і заробітної плати і є основою для побудови календарного графіка виконання робіт.

Технологічний розрахунок та графік виконання робіт розроблено в табл. 4.5 та зображено на листі 7 графічної частини даної бакалаврської роботи.

					ГТТБ.БКП25.192.10.04	Арк.
						8
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Зм н.		Таблиця 4.5 – Технологічний розрахунок									
Ар к.		Обґрунту вання	Назва роботи	Одиниці виміру	Об’єм робіт	Трудомісткість, люд.-зм./маш.-зм.		Склад ланки		Тривалі сть,зм.	Кількість змін за добу
№ до ку м.						Нормати вна	Прийнята	Проф. Розр.	Кільк.		
Пі дп ис		Кальк. п.1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4м	м³	1662,3	<u>1489,75</u> 270,87	<u>1296</u> 236	Маш. 5р. Муляр.	2 8	81	2
Дат		Кальк. п.3	Укладання перемичок масою до 0,3 т	100 шт.	20,88	<u>56,01</u> 53,37	<u>48</u> 46	Маш. 5р. Монт.	2 4	6	2
ГТТ Б.Б КП2 5.19 2.10 .04		Кальк. п.4	Уклдання плит перекриття	100 шт.	4,77	<u>198,61</u> 70,50	<u>176</u> 61	Маш. 5р. Монт.	2 4	22	27
		Кальк. п.5	Улаштування сходових маршів	100 шт.	0,19	<u>8,57</u> 2,97	<u>8</u> 2,58	Маш. 5р. Монт.	2 2	2	2
		Кальк. п.2,6	Мурування перегородок та установлення шахт ліфта	100 шт. 100 м²	0,02 0,807	<u>19,78</u> 0,74	<u>16</u> 0,68	Маш. 5р. Монт.	2 2	4	2
						<u>1772,72</u> 398,45	<u>1544</u> 346,26				
9	Ар к.										

4.8 Вказівки по контролю якості робіт та техніки безпеки

Кладку стін і інших конструкцій із цегли виконують відповідно до правил виробництва та приймання робіт, згідно з будівельними нормами й правилами, дотримання яких забезпечує необхідну міцність зведених конструкцій і високу якість робіт [11].

Під час роботи муляр стежить за тим, щоб застосовувалися цегла й розчин, зазначені в робочих кресленнях, а горизонтальні та вертикальні шви були добре (повністю) заповнені розчином. Не можна допускати пустошовки у вертикальних швах у тілі кладки. Це послабляє її, знижує довговічність. По ходу кладки муляр регулярно перевіряє перев'язку та шви кладки, вертикальність, горизонтальність і прямолінійність поверхонь і кутів, установку закладних деталей і зв'язків, якість поверхонь кладки, малюнок і розшивку швів, добір цегли для зовнішньої версти неоштукатуреної кладки з рівними крайками й кутами.

Для перевірки якості кладки муляр користується наявними в його розпорядженні інструментами й пристосуваннями.

Якість цегляної кладки визначається якістю цегли та розчину, системою вкладання цегли та перев'язки швів, розміром цих швів, горизонтальністю та вертикальністю кутів та площин в кладці.

Всі горизонтальні та вертикальні шви, а також всі шви в перемичках повинні бути заповнені розчином. При кладці стін в “пустошовку” глибина незаповненого розчином шва з лицьової сторони кладки допускається в стінах не більше 15 мм, а в стовпах не більше 10 мм.

Для забезпечення монолітності стіни кладка повинна бути виконана по однорядній чи багаторядній системі перев'язки швів, а вузьких простінків потрьох рядній.

Тичкові ряди вкладці повинні виконуватись з цілих цеглин. Всі несучі конструкції повинні зводитись з цілої цегли. Застосовувати половинки можна при невеликій завантаженості ділянки та для забутки.

Звис карнизу допускається не більше 1/3 цеглини. Загальний винос неармованих карнизів допускається не більше половини товщини стіни. Всі виступаючі частини кладки повинні бути захищені від потрапляння вологи спеціальними зливами, конструкції яких передбачені проектом.

Згідно [9] кладка стін не повинна мати відхилень, що перевищують допуски, що вказані в таблиці 4.6.

По ходу зведення конструкцій бригадири систематично контролюють прямолінійність стін і вертикальність поверхонь і кутів кладки, горизонтальність рядів, правильність перев'язки і товщину швів, щоб оперативно усувати виявлені причини браку або відхилення від прийнятої технології.

Вертикальність поверхонь кладки, кутів і чвертей прорізів перевіряють виском не рідше двох разів на кожен метр висоти кладки. Відхилення від вертикалі поверхні і кутів кладки не повинно перевищувати 10 мм на один поверх

					ГТТБ.БКП25.192.10.04	Арк.
						10
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

і 30 мм на всю будівлю. Відхилення рядів кладки від горизонталі допускається не більше 20 мм на 10 м довжини стіни.

Горизонтальність рядів кладки і відповідність їх відміток проектним перевіряють нівеліром кілька разів по ходу кладки стіни кожного поверху. Крім того, не рідше двох разів на 1 м висоти положення рядів кладки перевіряють рівнем-правилом.

Товщину швів контролюють, періодично вимірюючи висоту п'яти-шести рядів кладки і вираховують середнє значення товщини шва.

В таблиці 4.6 наведені допуски щодо відхилення цегляної кладки.

Таблиця 4.6 – Допуски щодо відхилення цегляної кладки

Відхилення	Величина допустимих відхилень
1	2
Відхилення:	
по розмірах конструкцій в плані	15
по відмітках опорних поверхонь	-10
по ширині простінків	-15
по ширині отворів	+15
по зміщенню вертикальних осей віконних отворів	20
по зміщенню осей конструкції	10
Відхилення поверхонь та кутів кладки по вертикалі:	
на один поверх	10
на всю будівлю	30
Відхилення рядів кладки від горизонталі на 10м довжини стіни	15
Нерівності на вертикальній поверхні кладки, помічені при накладанні рейки довжиною 2м	10

Товщина горизонтальних швів цегляної кладки повинна бути не менша 10 та більша 15 мм. Для вертикальних швів кладки товщина швів повинна бути в межах 8 – 15 мм.

Згідно нормативної літератури при влаштуванні збірних залізобетонних виробів в цегляній будівлі відхиленні не повинні перевищувати допусків, наведених в таблиці 4.7.

					ГТТБ.БКП25.192.10.04	Арк.
						11
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Таблиця 4.7 – Допуски при влаштуванні збірних залізобетонних виробів [15]

Відхилення	Величина допустимих відхилень, мм
1	2
Відхилення:	
сходинок від горизонталі	2
сходинок по ширині	10
сходинок по висоті	5
площадок сходів від горизонталі	5
площадок сходів по вертикалі	3
відміток опорних вузлів прогонів	10
Зміщення:	
осей закладних деталей від проектного	5
осей прогонів від розбивочних осей	5
осей інших елементів	20
Різниця:	
відміток опорних елементів сходів	8
відміток лицьових поверхонь двох суміжних перекриттів у стикові	20
у відмітках верхньої поверхні елементів перекриття в межах ділянки, що вимірюється	20
у відмітках верхньої поверхні двох суміжних елементів перекриття	8
провисання однієї панелі перекриття відносно іншої	5
Гранично допустимі розміри відхилення панелі:	
по довжині	5
по ширині	5
по висоті	3
Ширина швів між панелями не більше	10

					ГТТБ.БКП25.192.10.04	Арк.
						12
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

При виконанні робіт по зведенню стін із цегли необхідно виконувати вимоги ДБН [13].

Освітленість робочих місць повинна відповідати ДСТУ. Не допускається кладка стін будівель більше двох поверхів без влаштування міжповерхових перекриттів, а також без влаштування на сходових клітинах площадок, маршів та огорожень.

Всі отвори в перекриттях огородити інвентарним огороженням або закрити інвентарними щитами. Під час переривів в кладці не дозволяється залишати матеріали та інструмент на стінах.

Входи в будівлю, яка будується повинні бути захищені зверху суцільним навісом, шириною не менше ширини входу з вильотом на відстані не менше 2 м. від стіни будівлі. Кут, який утворюється між навісом і вище розміщеною стіною над входом, повинен бути у межах 70-75°.

Вхід та вихід на робочі місця здійснювати при непрацюючому крані. Всі робітники повинні працювати в захисних касках згідно ДСТУ (12.4.087-84).

Пожежна безпека на будівельному майданчику, ділянці робіт та на робочих місцях повинна забезпечуватися у відповідності з вимогами "Правил пожежної безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт".

Електробезпека на будівельному майданчику, ділянках робіт і робочих місцях повинна забезпечуватися у відповідності із вимогами ДСТУ (12.1.013-2012).

Забороняється виконання робіт при швидкості вітру 10м/с і більше, при ожеледиці, грозі, тумані при якому недостатня видимість в межах фронту робіт.

Вантажно-розвантажувальні роботи повинні виконуватись, як правило, механізованим способом. При цьому слід користуватися слідуючими правилами:

- площадки для розвантажувально-навантажувальних робіт повинні бути зплановані та мати ухил не більше 5;
- в відповідних місцях необхідно встановлювати написи: "В'їзд", "Вийзд";
- вантажопідйомні машини та всі пристрої, що використовуються при навантажувально-розвантажувальних роботах повинні відповідати вимогам державних стандартів;
- навантажувально-розвантажувальні роботи з пиловидними матеріалами необхідно виконувати механізованим способом;
- перед розвантаженням збірних залізобетонних конструкцій монтажні петлі повинні бути оглянуті, очищені від бетону чи розчину, при необхідності виправленні;
- при завантаженні автомобілів водію та іншим особам забороняється знаходитись в кабіні автомобіля, не захищеного козирком.

При кладці цегляних стін та монтажі збірних і влаштуванні монолітних залізобетонних конструкцій необхідно дотримуватись правил техніки безпеки:

					ГТТБ.БКП25.192.10.04	Арк.
						13
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- при переміщенні та подачі на робоче місце краном цегли, керамічних каменів та мілких блоків необхідно застосувати контейнери, піддони, вантажозахватні пристрої, які виключають падіння вантажу при підніманні;
- не допускається кладка зовнішніх стін товщиною до 0,75 м в положенні стоячи на стіні;
- не допускається кладка стін будівлі наступного поверху без влаштування несучих конструкцій міжповерхового перекриття, а також площадок та маршів сходової клітки;
- без влаштування захисних козирків допускається вести кладку стін висотою до 7 м з позначенням небезпечної зони по периметру будівлі;
- на ділянці, де ведуться монтажні роботи не допускається виконання інших робіт та знаходження сторонніх осіб;
- забороняється піднімання збірних залізобетонних конструкцій, що не мають монтажних петель чи міток, що забезпечують їх вірну страховку та монтаж;
- не допускається перебування людей на елементах конструкцій та обладнанні під час їх переміщення чи піднімання;
- розчалки для тимчасового закріплення конструкцій, що монтуються повинні бути закріплені до надійних опор;
- для переходу монтажників з однієї конструкції на іншу слід застосовувати інвентарні драбини, перехідні містки та трапи, що мають огороження;
- встановлені в проектне положення елементи конструкцій чи обладнання повинні бути надійно закріплені, так щоб забезпечувалась їх стійкість та геометрична незмінність;
- не допускається проведення монтажних робіт на висоті в відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с та більше, при ожеледиці, грозі чи тумані, що виключає видимість в межах фронту робіт;
- не допускається знаходження людей під елементами, що монтуються;
- монтаж конструкцій кожного наступного ярусу будівлі можна проводити тільки після надійного закріплення всіх елементів попереднього ярусу відповідного проекту;
- при переміщенні конструкцій або обладнання відстань між ними і виступаючими частинами інших конструкцій повинна бути по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі – 0,5 м;
- опалубка та елементи, що її підтримують повинні бути міцними, стійкими та виконуватись у відповідності з проектом;
- заготовлення та підготування арматури повинно виконуватись в спеціально для цього призначених та відповідно обладнаних місцях;
- особи, які працюють з електровібраторами, повинні знати правила захисту від враження електричним струмом та вміти надавати першу допомогу потерпілим.

					ГТТБ.БКП25.192.10.04	Арк.
						14
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

4.9 Розрахунок ТЕП календарного графіку та графіку руху робітників

Оцінка графіку руху робітників:

1) Середня кількість робітників

$$R_{сер} = \frac{Q_{заг}}{T_{заг}}, \quad (4.5)$$

$$R_{сер} = \frac{1544}{116} = 13 \text{ люд.}$$

де $Q_{заг}$ - сумарні трудовтрати по графіку при послідовному виконанні робіт, люд-дн;

$T_{заг}$ - загальна тривалість робіт на об'єкті, дні

2) Коефіцієнт нерівномірності руху робітників

$$\alpha_1 = \frac{R_{сер}}{R_{max}}, \quad (4.6)$$

$$\alpha_1 = \frac{13}{16} = 0,81$$

де R_{max} - максимальна кількість робітників, які працюють на будівництві об'єкту.

3) Коефіцієнт нерівномірності потоку в часі

$$\alpha_2 = \frac{T_{стале}}{T_{заг}}, \quad (4.7)$$

$$\alpha_2 = \frac{81}{116} = 0,7$$

де $T_{стале}$ - тривалість робіт (в днях) на графіку, коли працює робочих $R_{сер}$ та більше.

4) Коефіцієнт нерівномірності потоку по трудозатратах

$$\alpha_2 = \frac{Q_{зайве}}{Q_{заг}}, \quad (4.8)$$

$$\alpha_2 = \frac{1301}{1544} = 0,84$$

де $Q_{зайве}$ - трудовтрати по графіку вище $R_{сер}$.

4.11 ТЕП проекту

До техніко-економічних показників проекту відносяться:

1) Тривалість виконання робіт,

$$T_{заг} = 116 \text{ дні};$$

2) Трудомісткість виконання всього об'єму робіт,

$$Q_{заг} = 1544 \text{ люд.зм.};$$

3) Питома трудомісткість цегляної кладки:

$$q_{пит} = Q_{заг}/V, \quad (4.9)$$

$$q_{пит} = 1544/1662,3 = 0,92 \text{ люд.зм/м}^3.$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.04	Арк.
						15
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

4) Виробіток на одного робітника при цегляній кладці:

$$B = V/Q_{\text{заг}}, \quad (4.10)$$

$$B = 1662,3/1544 = 1,07 \text{ м}^3/\text{люд.зм};$$

5) Вартість мурування 1 м³ цегляної кладки:

$$C_{\text{од}} = \sum Z_{\text{пл}} / V_{\text{заг}}, \quad (4.11)$$

$$C_{\text{од}} = 231575 / 1662,3 = 139,3 \text{ грн.}$$

Висновки по розділу 4

1. У даному розділі виконано технологічний розрахунок для процесу зведення надземної частини, підібрано основні машини та механізми. У якості основного крану підібрано кран КБМ-401П рядянського виробництва.
2. Розрахункова тривалість зведення будинку склала 2 роки 4 місяці (860 днів).
3. Обчислено основні об'єми робіт, питому трудомісткість зведення мурування, що дозволили скласти календарний графік для зведення надземної частини, який наведено на графічній частині.

					ГТТБ.БКП25.192.10.04	Арк.
						4
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 5 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

5.1 Розрахунок нормативної тривалості будівництва об'єкту

Складаємо відомість будівельно-монтажних робіт, для чого необхідно скласти перелік робіт у відповідності з номенклатурою, що прийнята для даного типу об'єкта. Встановлені об'єми робіт в подальшому використовуються для розрахунку сіткової моделі виконання будівельних робіт по об'єкту.

Підрахунок об'ємів робіт виконується в табличній формі за робочими кресленнями з врахуванням поділу об'єкта на захватки та зводиться до таблиці 5.1. Побудову сіткової моделі виконання робіт виконують за розрахунковими даними тривалості виконання робіт, кількістю виконавців і змінністю.

Таблиця 5.1 – Відомість об'ємів робіт

№	Найменування робіт	Одиниці виміру	Загальний об'єм
Підземна частина			
1	Розробка ґрунту екскаватором	1000 м ³	0,59
2	Розробка ґрунту вручну	100 м ³	1,09
3	Влаштування паль	шт	231
4	Влаштування монолітного розтверку	100 м ²	0,83
5	Влаштування бетонних блоків	м ³	182,16
6	Горизонтальна гідроізоляція	100 м ²	1,01
7	Вертикальна гідроізоляція	100 м ²	3,64
8	Зворотня засипка ґрунту	1000 м ²	0,51
9	Ущільнення ґрунту	100 м ²	5,1
10	Влаштування бетонних колон	100 м ³	0,81
11	Мурування стін з керамічної цегли	м ³	187,7
12	Укладання перемичок	100 шт	1,2
13	Влаштування перекриття	м ³	7,15
14	Улаштування пароізоляції	100 м ²	1,66
15	Улаштування цементно-піщаної стяжки	100 м ²	1,66
16	Теплоізоляція	м ³	0,66
17	Влаштування покрівельного матеріалу	100 м ²	1,66
Надземна частина			
18	Мурування стін з керамічної цегли	м ³	1662,3

					ГТТБ.БКП25.192.10.05			
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив	Костюченко В.І				Нове будівництво 18-и поверхового багатоквартирного житлового будинку з офісним приміщенням по вул. Кирилівській в м. Києві	Літ.	Аркуш	Аркушів
Керівник	Байда Д.М.						1	15
Н. контроль	Башинський С.І.					ДУ «Житомирська політехніка», 192 «Будівництво та цивільна інженерія», гр. ЗПЦБ-21		
Рецензент	Котенко В.В.							
Затвердив	Башинський С.І.							

Продовження таблиці 5.1.

19	Мурування перегородок з керамічної цегли	м ³	80,77
20	Укладання перемичок	100 шт	20,88
21	Влаштування зб перекриття	100 м ³	15,72
22	Установлення сходових маршів	100 шт	0,19
23	Установлення ліфтових шахт	100 шт	0,02
Покрівельні роботи			
24	Улаштування пароізоляції	100 м ²	5,49
25	Улаштування цементно-піщаної стяжки	100 м ²	5,49
26	Теплоізоляція	м ³	143
27	Влаштування покрівельного матеріалу	100 м ²	5,49

Для побудови сіткової моделі розраховується калькуляція трудовитрат за допомогою програми АВК5-3.0.0 звідки береться норма часу та підраховується період виконання робіт.

Локальний кошторис на виконання будівельних робіт наведений у додатку И.

5.2 Проектування елементів графіків виконання робіт

5.2.1 Організаційно-технологічні рішення потокового виконання робіт

Для побудови графічної моделі будівництва об'єкту використано послідовний, паралельний та потоковий метод організації виконання робіт [12].

Об'єкт проектування з урахуванням його архітектурно-конструктивних параметрів на захватки не розбивається.

Під час побудови графічної моделі враховано наступне:

- послідовним методом проектуємо виконання: розробку ґрунту екскаватором, влаштування підземної частини, зворотна засипка ґрунту, влаштування надземної частини і покрівлі;
- паралельно з виконанням I етапу спеціалізованих робіт, виконуємо влаштування заповнення віконних і дверних прорізів, ззовні об'єкту приймаємо зовнішнє оздоблення, послідовно за яким здійснюємо влаштування вимощення і благоустрій території;
- паралельно з благоустроєм проектуємо виконання II етапу спеціалізованих робіт, окремим завершальним потоком після завершення усіх попередніх є здавання об'єкта в експлуатацію.

5.2.2 Побудова графічних моделей тривалості будівництва та графіків руху робочих кадрів, роботи будівельних машин та механізмів і витрат матеріальних ресурсів

Для побудови сіткової моделі і визначення планової тривалості будівництва об'єкту складаємо картку визначник. Вихідними даними є попередньо виконаний аналіз і запроектовані якісні параметрів потоків з

					ГТТБ.БКП25.192.10.05	Арк.
						2
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Зм н.		Таблиця 5.2 - Картка визначник													
Ар к.		№ до ку м.	Л.К. Позиція	Найменуванняробіт	Об'єм робіт		Працевитрати				Склад бригад		К-сть змін за добу	Трива- лість робочихднів	% вик Вироб - ничихнорм
							Маш-зміни		Люд-зміни						
Пі дп ис					Од.вим	К-сть	Н	П	Н	П	Проф. Квалі- фікація	К- сть			
Да т		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
ГТТ Б.Б КП2 5.19 2.10 .05		1		Розробка ґрунту екскаватором	100 м ³	0,59	7,98	7	-	-	Комплексна бригада	1	1	7	114
		2		Розробка ґрунтувручну Влаштування забивних паль Улаштування бетонної підготовки Улаштування ростверку Влаштування гідроізоляції Влаштування монолітних залізобетонних колон Влаштування зовнішніх стін	100 м ³ 100 м ³ 100 м ³ 100 м ³ 100 м ³ 100 шт	388,49	-	-	2216,16	1944	Комплексна бригада	12	1	162	114
3	Ар к.	102													

Зм н.			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Ар к.					Влаштування перекриття Влаштування теплоізоляції Влаштування перекриття											
№ до ку м.																
Пі дп ис			3		Зворотна засипка грунту Ущільнення грунту	1000 м³ 100 м³	5,50	14,56	13	-	-	Комплексна бригада	1	1	14	112
Да т ~			4		Влаштування надземної частини	м³ 100 м³ 100 м³	1699,91	-	-	4268,8	3712	Комплексна бригада	16	2	116	115
ГТТ Б.Б КП2 5.19 2.10 .05			5		Влаштування покрівлі	100 м³ м³	7,15	-	-	574,56	504	Комплексна бригада	8	1	63	114
			7		Монтаж елементів заповнення віконних і дверних прорізів	100 м²	27	-	-	349,6	304	Комплексна бригада	8	1	38	115
			8		Влаштування підлог	100 м³ м³	772,2	-	-	1531,8	1332	Комплексна бригада	12	1	111	115
			9		Внутрішні оздоблювальні роботи	100 м²	349,40	-	-	4172,4	3660	Комплексна бригада	12	1	305	114
4	Ар к.															

Зм н.			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Ар к.			10		Зовнішні оздоблювальні роботи і утеплення фасаду	100 м ²	113,28	-	-	2097,6	1824	Комплексна бригада	12	1	152	115	
№ до ку м.			11		Влаштування вимощення по фасаду будівлі	100 м ²	1,17			8,8	8	Комплексна бригада	2	2	2	110	
Пі дп ис			12		Перший етап спец робіт	-	-	-	-	255,36	228	Комплексна бригада	6	1	38	112	
Да т			13		Другий етап спец робіт	-	-	-	-	105,6	96	Комплексна бригада	6	1	16	1,10	
ГТТ Б.Б КП2 5.19 2.10 .05			14		Благоустрій території	-	-	-	-	213,12	192	Комплексна бригада	6	1	32	111	
			15		Здавання об'єкту в експлуатацію							Комплексна бригада	4	1	8		
5	Ар к.																

групуванням простих будівельних процесів в спеціалізовані. Кількісні параметри будівельних потоків визначаються на підставі результатів розрахунків Локальних кошторисів Додаток Б. Розрахунки представлені в таблиці 5.2 .

За результатами побудови графіку руху робочих кадрів розраховуємо показники:

- показник рівномірності руху робочих кадрів по об'єкту $\alpha_1 = 9/24 = 0,375$;
- показник рівномірності використання працевитрат в часі $\alpha_2 = 827/856 = 0,96$;
- показник сталості будівельного потоку в часі $\alpha_3 = 16,86/50 = 0,337$;

Виконуємо побудову графіків роботи будівельних машин і механізмів по об'єкту з прив'язкою до часових параметрів потоків в масштабі часу. Так встановлено, що екскаватор на об'єкті використовується з 1-го по 7-ий день, баштовий кран з 7-го по 662-ий день, штукатурна станція з 362-го по 662-ий день, малярна станція з 362-го по 612-ий день, бульдозер з 159-го по 183-ий день та з 816-го по 848-ий день.

Побудову графіка витрат матеріальних ресурсів здійснюємо в масштабі часу з визначенням конкретного виду ресурсів і тривалістю їх використання на об'єкті. Графік відображення моделей наведено на листі 1 графічної частини.

5.3 Розрахунок і проектування будгенплану

5.3.1 Вимоги до проектування будівельного генерального плану

Будівельний генеральний план представляє собою план майданчика об'єкта, що будується або комплексу об'єктів (виробничого комплексу, садиби радгоспу та Ін.), на який нанесені, крім існуючих і запроектованих об'єктів постійного призначення, тимчасові склади, обладнання, комунікації, необхідні для виробництва будівельно-монтажних робіт, а також тимчасові адміністративні та побутові будівлі. Призначення будгенплану полягає в науковій організації робіт на будівельному майданчику, яка повинна забезпечити: найкращі умови для праці робітників, максимальну механізацію процесів виконання будівельно-монтажних робіт, зниження витрат на тимчасові будівлі і споруди, виконання вимог техніки безпеки, охорони праці та протипожежних заходів [12].

Для проектування будгенплану необхідні наступні вихідні дані: генеральний план ділянки з нанесенням на ньому горизонталей, наявних і запланованих до будівництва будівель і споруд (розміри і розриви між ними), мереж підземних комунікацій; календарний план виробництва робіт для розрахунків потреби матеріалів, деталей і конструкцій на той період будівництва, на який складають будгенплан; перелік і кількість будівельних

					ГТТБ.БКП25.192.10.05	Арк.
						6
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

машин і механізмів, прийнятих для виробництва будівельно-монтажних робіт; перелік, кількість та розміри тимчасових будівель, споруд і складів, прийнятих для обслуговування виробництва робіт і робітників, їх площі та розміри. Розрізняють два види будівельних генеральних планів: общестропедный і об'єктний будівельні генеральні плани.

Будгенплан розробляють у складі ПОБ, зазвичай п масштабі 1 : 1000 або 1 : 2000. На ньому показують черговість будівництва об'єктів комплексу, а також тимчасові будівлі, споруди та всі види комунікацій, призначених для обслуговування всієї будівельного майданчика.

На будгенплані об'єкта повинні бути нанесені: об'єкт, що будується, дороги і проїзди, використовувані в період здійснення будівництва; тимчасові механізовані установки, шляхи і розташування рейкових і безрельсових кранів, зони їх дії; місця прийому надходять па будівництво бетонної суміші, розчину; тимчасові адміністративно-побутові та виробничі будівлі; тимчасові склади відкриті, закриті, навіси; тимчасові водопроводи, електромережі та інші комунікації, їх примикання до постійних мереж або іншими джерелами живлення; майданчик укрупнювального складання конструкцій (при необхідності); тимчасові світлові точки зовнішнього освітлення; тимчасові пожежні гідранти; тимчасове огороження території будівництва із зазначенням в'їзду і виїзду транспорту.

Розміщення на будгенплані перерахованих вище тимчасових будівель, споруд, доріг, механізмів, складів та ін. необхідно вести на вільних від основного будівництва площах з урахуванням зручності користування ними, з дотриманням протипожежних норм, санітарно-гігієнічних умов, вимог техніки безпеки. Набір тимчасових будівель і споруд повинен бути мінімальним і економічним, слід прагнути до найменшої довжини і економічності спорудження та експлуатації тимчасових комунікацій (доріг, мереж водопроводу, електроліній, паропроводу).

В першу чергу треба прокладати постійні мережі підземних комунікацій і доріг, щоб їх можна було використовувати в процесі будівництва. Відстань переміщення будівельних вантажів на будівельному майданчику і число їх перевантажень має бути мінімальним.

При складанні будгенпланів об'єктів деякі тимчасові будівлі, споруди та склади використовують на весь час будівництва, інші - лише тимчасово.

Об'єктний будгенплан складають у масштабі 1 : 200-1 : 500 залежно від розмірів будівельного майданчика. Всі постійні і тимчасові будівлі, споруди та комунікації наносяться на будгенплані в ухваленому масштабі умовними позначеннями. Огороження будівельного майданчика влаштовують: при будівництві в населеному пункті - у вигляді глухих збірних щитових парканів.

Ширина проїзної частини автомобільних внутрішньомайданчикових доріг при їзді в обидві сторони повинна бути 6 м, а при їзді в одну сторону - 3,5 м. Мінімальний радіус заокруглень в цілях можливості повороту автомашини з причепом на тихому ході приймають рівним 12 м. Найбільш економічним рішенням є пристрій доріг з їздою в одну сторону, проте при

					ГТТБ.БКП25.192.10.05	Арк.
						7
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

цьому повинні бути дотримані наступні умови: проїзд має бути кільцевої або наскрізний (без тупиків); в місцях можливої розвантаження необхідно дорогу уширити для того, щоб стоянки під розвантаженням автомашини не перешкоджали проїзду інших машин.

5.3.2 Розрахунок площі і проектування адміністративно-побутових тимчасових будівель і споруд

Тимчасові будівлі і споруди на будівельному майданчику розрізняють трьох основних груп: 1 – адміністративні, 2 – господарсько-побутові і 3 – складські. Вони необхідні для задоволення як потреб робітників, так і для раціональної організації будівництва об'єкта в цілому. Площі будівель і споруд розраховуються згідно з встановленими вихідними даними виробничих потреб.

Адміністративні та господарсько-побутові будівлі розраховуються і проектується в залежності від загальної чисельності працюючих на будівельному об'єкті [14]:

Визначаємо загальну кількість робітників працюючих на об'єкті за формулою:

$$N_{\text{заг}} = 0,9 (N_p + N_{\text{ітр}} + N_{\text{моп}} + N_{\text{сл}}), \quad (5.1)$$

де 0,9 – коефіцієнт виходу на роботу;

N_p – максимальна кількість робочих за графіком руху робочих кадрів, чол ($N_p = N_{\text{max}} = 24$);

$N_{\text{ітр}}$ – кількість інженерно-технічних працівників, яка приймається в кількості 7% від N_{max} , 2 чол;

$N_{\text{моп}}$ – кількість молодшого обслуговуючого персоналу, яка приймається у кількості 2,5 % від N_{max} , 1 чол;

$N_{\text{сл}}$ – кількість службовців, яка приймається у розмірі 1,5% від N_{max} , 1 чол.

тоді $N_{\text{заг}} = 0,9 \cdot (24 + 2 + 1 + 1) = 25$ (чол.).

За отриманими даними розраховуємо площі тимчасових будівель і споруд

Контора будівельної ділянки (виконробська з диспетчерською) розраховуються, виходячи із кількості інженерно-технічних працівників та молодшого обслуговуючого персоналу з розрахунку 5 м² площі на одного працівника.

$$S_1 = 5 \cdot \sum (N_{\text{ітр}} + N_{\text{моп}}) \quad (5.2)$$

$$S = 5 \cdot (2 + 1) = 15 \text{ м}^2$$

Площу гардеробних з умивальниками розраховуємо, виходячи з максимальної кількості робітників, з розрахунку 0,7 м² на одного працюючого.

$$S_2 = N_{\text{max}} \cdot 0,7 \quad (5.3)$$

$$S_2 = 25 \cdot 0,7 = 17,5 \text{ м}^2$$

Площа душових приміщень визначається з розрахунку 0,4 м² на

					ГТТБ.БКП25.192.10.05	Арк.
						8
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

одного працюючого від суми максимальної кількості робочих (за графіком руху робочих кадрів) та кількості службовців.

$$S_3 = 0,4 \cdot (N_p + N_{сл}) \quad (5.4)$$

$$S_3 = 0,4 \cdot (24 + 1) = 13,5 (м^2)$$

Площа приміщень для прийому їжі розраховується із розрахунку 0,8 м² на одного працюючого для загальної кількості працюючих на об'єкті.

$$S_4 = N_{заг} \cdot 0,1 = 25 \cdot 0,1 = 2,5 (м^2) \quad (5.5)$$

Площа приміщень для сушіння одягу приймається з розрахунку 0,2 м² на одного працівника від загальної кількості робітників, які працюють на об'єкті.

$$S_5 = 0,1 \cdot N_{заг} = 0,1 \cdot 25 = 2,5 (м^2). \quad (5.6)$$

Туалети приймаємо з розрахунку 0,1 м² на одного працівника від загальної кількості робітників, що працюють на об'єкті, але не менше 2-х відділень окремо для кожної статі і не менше 2.16 м² площі.

$$S_7 = 0,1 \cdot N_{заг} = 0,1 \cdot 25 = 2,5 (м^2) \quad (5.7)$$

Усі розрахунки заносяться до таблиці 5.2

Таблиця 5.2 - Розрахунок і проектування тимчасових будівель

Назва будівлі	Кількість працюючих чол.	Норма площ на 1 людину м ²	Розрахункова площа м ²	Розміри м	К-сть шт	Корисна площа м ²	Тип будівлі
Контора виконавця робіт	3	5,0	15,0	6,2x10	1	57,6	Конт.
Гардероби з умивальниками	25	0,7	17,5	6,9x12	1	75,5	Конт.
Душові приміщення	25	0,4	13,5	3x9	1	24,4	Конт.
Приміщення для обігріву та відпочинку	24	0,1	2,4	2,7x6	1	14,45	Конт.
Приміщення для прийому їжі	25	0,4	10	2,7x9,0	1	24,4	Пересувний вагон.
Приміщення для сушіння одягу	25	0,4	10	3,1x9	1	22	Конт.
Туалет	25	0,1	2,5	1,5x4	1	6	збірна
Прохідна	-	-	-	2x2,5	1	5	збірна

5.3.3 Розрахунок площ і проектування тимчасових складів на будівельному майданчику

Для визначення розмірів складів необхідно спочатку визначити об'єми матеріалів, конструкцій і деталей, які повинні зберігатися на складі. Запас матеріалів, конструкцій і деталей на будівельному майданчику повинен забезпечувати нормальний безперебійний хід будівництва і разом з тим не бути занадто великим. Площу відкритого складу найбільш доцільно проектувати для складування дрібно-роздрібних конструкцій і виробів, які періодично використовуються в будівельному процесі [12].

Площу відкритого складу і його розміри розраховуємо в табличній формі з урахуванням добових витрат будівельних матеріалів і виробів:

Таблиця 5.3 - Приклад розрахунку площі відкритого складу

Назва будівельних матеріалів, конструкцій або деталей	Одиниця виміру	Максимальні витрати за добу	Прийнятий запас на	Норма зберігання матеріалу на 1м ² складу	Розрахункова корисна площа складу, м ²	Коефіцієнт на проходи	Розрахункова площа складу, м ²	Прийнята площа, м ²	Розміри відкрит. складу в плані, м
Цегла звичайна глиняна	Тис. шт.	21,6	4	0,6	38	1,5	144	220	10x22
З/Б перемички	шт.	12	4	6	123	1,5	8	-	-
Плити перекриття	шт	10	4	20	24,7 8	1,5	20	-	-
									10x26

5.3.4 Розрахунок площі і проектування тимчасових мереж водопостачання будівельного майданчика

Водопостачання будівництва призначене для задоволення потреб виробничих процесів, потреб машин та механізмів, санітарно-господарських потреб працівників та для пожежогасіння на випадок вияву джерел загорання.

Для курсового проекту водозабезпечення будівельного майданчика проектуємо від існуючої мережі магістрального водопроводу району забудови.

					ГТТБ.БКП25.192.10.05	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		10

Для розрахунку приймаємо максимальну кількість води за зміну на виробничі, господарсько-побутові потреби і на пожежогасіння.

Розрахунок сумарних витрат води на потреби будівництва за зміну приводиться нижче:

1. Витрати води на господарсько-побутові потреби розраховуємо, виходячи із загальної кількості робочих - 25 чол.;

2. Користуючись довідковими даними, встановлюємо норми витрат води на 1 споживача та коефіцієнт нерівномірності водоспоживання і в табличній формі (табл. 4.3) виконуємо розрахунок загальної потреби води на будівельному майданчику.

Розраховуємо секундні витрати води в зміну: Для будівельного майданчика площею до 10 га витрати води на пожежогасіння дорівнюватимуть – $V_{\text{пож}}=10$ (л/с).

Таблиця 5.4- Розрахунок тимчасового водозабезпечення

Назва споживача	Одини- ця виміру	Кіль- кість	Норми витрат за зміну, л	Коеф. нерівно- мірності водоспо- ж.	Загальні потреби води, л
1. Виробничі потреби:					
Миття автомобілів	шт.	5	250	1,5	1875
Поливання цегли	тис.шт.	12,0	250	1,5	4500
Всього по розділу 1					6375
2. Господарсько-побутові потреби:					
Миття в душі	чол.	36	60	1	2160
Приймання їжі	чол.	40	20	1,5	1200
Всього по розділу 2					3360
3. Потреби води на пожежогасіння:					
Пожежогасіння	л/с				10

Розраховуємо секундні витрати води в зміну.

Виробничі витрати води :

$$V_{\text{вир}}=(\Sigma V_{\text{госп}} \cdot k)/(t \cdot 3600), (\text{л/с}) \quad (5.8)$$

$$V_{\text{вир}}=6375/8 \cdot 3600=0,221 \text{ (л/с)}$$

де $t = 8$ годин – тривалість зміни

Для будівельного майданчика площею до 10 га витрати води на пожежогасіння дорівнюватимуть – $V_{\text{пож}}=10$ (л/с).

На господарсько-побутові потреби витрати води розраховуємо за формулою:

$$V_{\text{госп}}=(\Sigma V_{\text{госп}} \cdot k)/(t \cdot 3600), (\text{л/с}) \quad (5.9)$$

					ГТТБ.БКП25.192.10.05	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		11

$$B_{\text{госп}} = 3360/8 \cdot 3600 = 0,116 \text{ (л/с)},$$

Розрахункові сумарні секундні витрати води визначаємо :

$$q_p = B_{\text{вир}} + B_{\text{госп}} + B_{\text{пож}} \quad (5.10)$$

$$q_p = 0,221 + 0,116 + 10 = 10,33 \text{ (л/с)}.$$

Розрахунковий діаметр труб тимчасового водопроводу для водозабезпечення потреб будівництва розраховуємо за формулою :

$$d = \sqrt{(4 \cdot q_p \cdot 1000) / (\pi \cdot v)} \quad (5.11)$$

де q_p – розрахункові сумарні секундні витрати води, л/с;

v – швидкість руху води в трубах, $v = 15 \text{ м/с}$;

$$d = \sqrt{(4 \cdot 10,37 \cdot 1000) / (3,14 \cdot 15)} = 29,67 \text{ (мм)}$$

Відповідно до сортаменту водопровідних труб приймаємо тимчасовий водопровід з металевої труби Ø35 мм.

5.3.5 Розрахунок площі і проектування тимчасових мереж електропостачання будівельного майданчика

В табличній формі складаємо перелік споживачів електроенергії і їхні характеристики та розраховуємо максимальні сумарні витрати електроенергії для виконання будівельно-монтажних робіт по об'єкту. Під час вибору споживачів аналізуються усі можливі варіанти за графіком виконання робіт і графіком роботи машин і механізмів, коли для потреб будівництва електроенергія буде споживатись в максимальній кількості.

Таблиця 5.5 - Розрахунок електрозабезпечення будівельного майданчика

Споживачі	Одиниця виміру	Кількість	Встанов. потуж. одиниці, кВт	Коеф. попиту	Розрах. потужн, кВт
1. Виробничі:					
Баштовий кран КБ-403	шт.	1	61,5	0,35	21,52
Зварювальний апарат АСД300	шт.	4	15	0,4	24
Штукатурна станція	шт.	2	38	0,65	49,4
2. Технічне					
Обігрів приміщень (колорифер)	шт.	8	2,5	0,6	12
3. Освітлення внутрішнє					
Адміністративно-побутові приміщення	м²	169,95	0,3	0,5	25,49
Закритий склад	м²	30	0,1	0,35	1,05
4. Освітлення зовнішнє					
Охороне	шт.	16	1,0	1,0	16
Монтажне	шт.	4	1,0	1,0	4
Відкритий склад	м²	30	0,5	1,0	15
ВСЬОГО					168,46

					ГТТБ.БКП25.192.10.05	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		12

Сумарну розрахункову потужність електроспоживачів на будівельному майданчику визначаємо, в кВт:

$$P = 1,1 \cdot (\Sigma P_c K_1 / \cos \varphi_1 + \Sigma P_m K_2 / \cos \varphi_2 + \Sigma P_{o.b.} K_3 + \Sigma P_{o.z.} K_4) \quad (5.12)$$

$$P = 1,1 \cdot 168,46 / 0,75 = 247,07 \text{ (кВт)}$$

де: 1,1 – коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі;

P_c – силова потужність машини, кВт;

$P_m, P_{o.b.}, P_{o.z.}$ – потужності, що споживаються, відповідно на технологічні потреби, освітлення внутрішнє і освітлення зовнішнє, кВт;

K_1, K_2, K_3, K_4 – коефіцієнти попиту, що залежать від споживача. Приймаємо тимчасову трансформаторну підстанцію КТП250/6 потужністю 250 кВт з трансформатором ТМФ-250/10.

5.4 Вимоги техніки безпеки і охорони праці та пожежної безпеки на будмайданчику

Будівлі, споруди підприємств мають відповідати будівельним нормам і правилам, санітарним нормам проектування промислових підприємств, а також галузевим нормативним документам [13, 14]. Об'єм виробничих приміщень на одного працівника згідно із санітарними нормами повинен складати не менше 15 м³, а площа приміщення — 4,5 м². Ширина основних проходів усередині цехів та ділянок має бути не менша 1,5 м, а ширина проїздів — 2,5 м. Висота виробничих приміщень повинна бути не менше 3 м.

Важливе значення для здорових та безпечних умов праці мають раціональне розміщення основного і допоміжного устаткування, правильна організація робочих місць. Конструкція робочого місця, його розміри й взаємне розміщення його елементів покликані відповідати антропометричним, фізіологічним характеристикам людини (що зумовлюють раціональну робочу позу, зменшення статичних навантажень, оптимізацію робочої зони та інформаційних потоків), а також характеру роботи. Організація робочих місць повинна забезпечувати вільність рухів працівників, безпеку виконання трудових операцій.

Безпека виробничих процесів значною мірою залежить від рівня організації та планування цехів, ділянок, від облаштованості та організації робочих місць. Вона забезпечується комплексом проектних та організаційних рішень, який містить: відповідний вибір технологічних процесів, робочих операцій, виробничого обладнання, порядок його обслуговування й умови його розміщення, засоби зберігання і транспортування матеріалів, заготовок, напівфабрикатів, готової продукції та відходів виробництва, засобів захисту працівників.

На підприємстві повинні бути створені для кожного працівника здорові і безпечні умови праці. При цьому необхідно дотримуватись таких основних принципів запобігання небезпекам:

виключення небезпек, якщо це є можливим і реальним;

					ГТТБ.БКП25.192.10.05	Арк.
						13
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

обмеження небезпек, яких уникнути неможливо; усунення небезпек у їх першоджерелах, виключення або максимальне обмеження вплив небезпечних і шкідливих виробничих чинників; забезпечення пріоритету колективних засобів захисту над індивідуальними; врахування людського фактора, зокрема під час вибору засобів виробництва, технології, організації праці, устаткування робочих місць тощо.

Працівники мають бути проінформовані та проінструктовані щодо дій, необхідних у разі виникнення на підприємстві аварійних ситуацій, пов'язаних з безпосередньою загрозою для їх життя і здоров'я, та про вжиті або такі, що мають бути вжитими, запобіжні і захисні заходи.

Роботодавець забезпечує повну і вичерпну інформацію працівників та їх уповноважених представників з питань охорони праці про можливі небезпечні ситуації, про вжиті заходи для їх запобігання або їх ліквідації та про дії працівників у аварійних ситуаціях.

Для забезпечення належного виконання цих заходів роботодавець призначає відповідальних осіб, забезпечує їх підготовку і спорядження відповідно до небезпечності виробництва, масштабів і специфіки підприємства.

Роботи підвищеної небезпеки виконуються за нарядами-допусками, оформленими в установленому порядку.

У разі виникнення на підприємстві надзвичайних ситуацій і нещасних випадків роботодавець повинен вжити термінових заходів для евакуації працівників, надання першої медичної допомоги потерпілим, локалізації і ліквідації аварії або пожежі, усунення їх наслідків, за необхідності залучити зовнішні служби невідкладної медичної допомоги, професійні аварійно-рятувальні служби, підрозділи пожежної охорони.

Навчання і перевірка знань з питань охорони праці працівників, а також учнів, курсантів, слухачів та студентів навчальних закладів під час трудового професійного навчання здійснюються відповідно до Типового положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці, затвердженого наказом Держнаглядохоронпраці від 26.01.2005 № 15, зареєстрованого в Міністерстві юстиції України 15.02.2005 за № 231/10511.

У випадках, коли діяльність кількох суб'єктів господарювання здійснюється одночасно на одній території або в одній робочій зоні, має бути налагоджено співробітництво між ними, взаємне інформування, координація дій та осіб, які відповідають за невиконання вимог охорони праці, з урахуванням характеру діяльності щодо захисту від небезпек та запобігання їм відповідно до чинного законодавства.

Залучені працівники інших підприємств повинні пройти медичний огляд та інструктаж з охорони праці з урахуванням специфіки умов праці на підприємстві, що приймає залучених працівників. Таким працівникам повинні бути надані необхідні засоби індивідуального захисту.

Залучення працівників до вирішення питань охорони праці здійснюється профспілковими організаціями підприємства відповідно до статті 42 Закону

					ГТТБ.БКП25.192.10.05	Арк.
						14
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

України «Про охорону праці». У разі відсутності на підприємстві професійної спілки громадський контроль за дотриманням законодавства про охорону праці здійснюється уповноваженими найманими працівниками особами з питань охорони праці відповідно до Типового положення про діяльність уповноважених найманими працівниками осіб з питань охорони праці, затвердженого наказом Держгірпромнагляду України від 21.03.2007 № 56, зареєстрованого в Міністерстві юстиції України 06.04.2007 за № 316/13583.

5.6 Техніко економічні показники проекту

1. Директивний термін будівництва 2 роки та 4 місяців
2. Фактичний термін будівництва об'єкту або тривалості критичного шляху, яка приймається по календарному графіку, 28,53 місяці
3. Показник рівномірності будівельного потоку в часі

$$K_1 = n_{\max}/n_{\text{ср}} \quad (5.1)$$

$$K_1 = 24/9 = 2,66$$

де $n_{\max}$ – максимальна кількість робочих в день, чол.;

$n_{\text{ср}}$ – середнє число робочих в день, яке розраховується за формулою

$$n_{\text{ср}} = Q_0/T_0 \quad (5.2)$$

$$n_{\text{ср}} = 7142,85/856 = 9$$

де Q_0 – загальна трудомісткість робітн. чол-дн.

T_0 – загальна тривалість робіт, дн.

4. Показник компактності буд генплану.

$$K_2 = F_B/F_3 \quad (5.3)$$

де F_3 – площа забудови, м²

F_B – площа будівельного майданчика, м.

$$F_3 = S_{\text{буд}} + S_{\text{тим.буд}} + S_{\text{скл}} + S_{\text{дор}} \quad (5.4)$$

$$F_3 = 714,58 + 200,35 + 60 + 90 = 1064,94 \text{ м}^2$$

$$K_2 = 5850/1064,94 = 5,49$$

5. Показник відношення тимчасових будівель до площі забудови:

$$K_3 = F_T / F_3 \quad (5.5)$$

$$K_3 = 200,35 / 5850 = 0,034$$

Висновки по розділу 5

1. В розділі наведено основні розрахунки із потреб у тимчасових спорудах, водо та електропостачання на період будівництва.
2. Обчислено техніко-економічні показники проекту.
3. Перелічено порядок дій для здачі об'єкта в експлуатацію.
4. Наведено основні вимоги техніки безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт.

					ГТТБ.БКП25.192.10.05	Арк.
						15
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 6 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

Під час нового будівництва житлового будинку на працівника могли мати вплив такі небезпечні та шкідливі виробничі фактори:

1. Фізичні: підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони; підвищена чи понижена температура повітря робочої зони; підвищений рівень шуму на робочому місці; підвищений рівень електромагнітного випромінювання; підвищена чи понижена іонізація повітря; недостатня освітленість робочої зони; відсутність чи нестача природного освітлення.

2. Психофізіологічні: статичне перевантаження; розумове перевантаження; емоційні перевантаження.

Відповідно до наведених факторів здійснюємо планування щодо безпечного виконання роботи.

6.1 Технічні рішення щодо безпечного виконання роботи

Працівники повинні проходити на підприємстві навчання у формі інструктажів з питань охорони праці, першої допомоги потерпілому, правил поведінки та дій у разі виникнення аварійних ситуацій.

Завдання керівників і самих виконавців полягає в тому, щоб усунути умови, які сприятимуть появі нещасних випадків, або максимально їх зменшити. Однак ці попереджувальні заходи не можливо своєчасно реалізувати, коли заздалегідь вони технічно і організаційно не підготовлені. Організація цієї підготовки можлива, коли у проектній документації буде передбачений перелік комплексу небезпек, які існують, характер цих небезпек, тяжкість нещасних випадків та заходи попередження нещасних випадків.

Питання щодо забезпечення здорових і безпечних умов праці вирішується також при проектуванні будівельного генерального плану. Детальні питання безпеки праці розробляються в технологічних картах на всі будівельно-монтажні

					ГТТБ.БКП25.192.10.06							
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата								
Розробив		Костюченко В.І			Нове будівництво 18-и поверхового багатоквартирного житлового будинку з офісним приміщенням по вул. Кирилівській в м. Києві			Літ.	Аркуш	Аркушів		
Керівник		Байда Д.М.								1	8	
Н. контроль		Башинський С.І.						ДУ «Житомирська політехніка», 192 «Будівництво та цивільна інженерія», гр. ЗПЦБ-21				
Рецензент		Котенко В.В.										
Затвердив		Башинський С.І.										

роботи: земляні, цегляні, залізобетонні, монтажні, електромонтажні, санітарно-технічні, оздоблювальні, навантажо-розвантажувальні, транспортні. Всі рішення щодо виконання робіт, які передбачають безпечність і повністю виключають елемент ризику при виконанні робочої операції відображаються в складових частинах технологічної карти.

Правильна організація будівельного майданчика і створення безпечних умов роботи є першочерговим етапом здійснення будівництва будь-якого об'єкту і однією з передумов зниження виробничого травматизму і професійних захворювань працюючих.

Не потрібно забувати, що одним із факторів зниження виробничого травматизму є правильне освітлення будмайданчиків і рівномірний розподіл світлового потоку по робочих місцях, проходах, проїздах, у місцях складування, біля санітарно-побутових приміщень, у будівлях, при земляних роботах.

Головними причинами травматизму при виконанні вантажно-розвантажувальних робіт є падіння вантажів при їх переміщенні, неправильне кріплення вантажів на транспортних засобах, порушення правил експлуатації будівельних машин, відсутність або не використання засобів індивідуального захисту, недостатня освітленість робочих місць і ділянок складування в нічний час, виконання такелажних робіт не підготовленими робітниками та ін.

Безпека вантажно-розвантажувальних робіт забезпечується шляхом правильної розстановки робітників, інструктажу і навчання безпечним методам роботи, відповідного підбору вантажопідіймальних механізмів, допоміжних та такелажних пристроїв. Відповідальність за безпечне проведення робіт покладається на ІТП, призначених наказом по організації. Відповідальні за безпечне ведення вантажно-розвантажувальних робіт, при призначенні на роботу повинні проходити перевірку знань особливостей технологічного процесу, вимог безпеки праці, пристрій і безпечну експлуатацію підйомно - транспортного обладнання, протипожежну безпеку та виробничу санітарію відповідно їх посадовим обов'язкам.

					ГТТБ.БКП25.192.10.06	Арк.
						2
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Під час монтажу та експлуатації ліній електромережі необхідно повністю унеможливити виникнення електричного джерела загоряння внаслідок короткого замикання та перевантаження проводів, обмежувати застосування проводів з легкозаймистою ізоляцією і, за можливості, перейти на негорючу ізоляцію.

Особа, відповідальна за електрогосподарство підприємства, зобов'язана забезпечити: нагляд за справним технічним станом та виконанням вимог безпеки, викладених в ПБЕЕС, ПБЕ, ПТЕЕС, під час монтажу, експлуатації електрообладнання, а також регулярний технічний огляд їх для своєчасного направлення в ремонт; складання схем та інструкцій з безпечної експлуатації, ремонту та обслуговування діючих електроустановок; організацію навчання, інструктажу та періодичної перевірки знань персоналу, який обслуговує електроустановки; всі ділянки підприємства черговим персоналом згідно із змінним графіком робіт; технічне керівництво та контроль за роботою електротехнічного персоналу підприємства; — наявність та своєчасну перевірку електрозахисних засобів та протипожежного інвентаря; організацію та своєчасне проведення планово-попереджувальних ремонтів і профілактичних випробувань електрообладнання, апаратури, мереж, заземлень; організацію встановленого порядку видачі електрифікованого інструменту та контроль за його безпечною експлуатацією; виконання приписів Держгірпромнагляду та інших контролюючих органів; регулярне (не рідше одного разу на місяць) обстеження стану електробезпеки підвідомчих їй об'єктів, підготовку заходів, направлених на усунення виявлених порушень, контроль за їх виконанням; — оформлення заявок на отримання електроматеріалів, обладнання, інвентарних пристроїв та захисних засобів.

					ГТТБ.БКП25.192.10.06	Арк.
						3
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

6.2. Технічні рішення з гігієни праці та виробничої санітарії

6.2.1 Мікроклімат

Робота, яка виконується виконробом, згідно за енерговитратами відноситься до категорії I а (енерговитрати до 139Дж/с) [16]. Допустимі параметри мікроклімату для цієї категорії наведені в табл.6.1 (відповідно до [11]).

Таблиця 6.1 – Параметри мікроклімату

Період року	Допустимі		
	t, °C	W, %	V, м/с
Теплий	22-28	55	0,1-0,2
Холодний	21-25	75	0,1

Для забезпечення необхідних за нормативами параметрів мікроклімату в приміщенні передбачено система опалення, система кондиціювання та систематичне вологе прибирання.

6.2.2 Склад повітря робочої зони

На будівельному майданчику, де здійснюється робота можливими шкідливими речовинами у повітрі є пил. ГДК шкідливих речовин, які знаходяться на досліджуваному об'єкті, наведені в таблиці 6.2.

Таблиця 6.2 – ГДК шкідливих речовин у повітрі

Назва речовини	ГДК, мг/м ³	Середньо добова	Клас небезпечності
	Максимально разова		
Пил нетоксичний	0,5	0,15	4

Для забезпечення комфортних умов використовуються як організаційні методи (раціональна організація проведення робіт залежно від пори року і доби, чергування праці і відпочинку), так і ЗІЗ.

					ГТТБ.БКП25.192.10.06	Арк.
						4
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

6.2.4 Виробничий шум

Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку відображені в [11]. Для умов виконання роботи допустимі рівні звукового тиску повинні наведені в таблиці 6.4.

Таблиця 6.4 – Допустимі рівні звукового тиску і рівні звуку для постійного широкополосного шуму

Характер робіт	Допустимі рівні звукового тиску (дБ) в стандартизованих октавних смугах зі середньгеометричними частинами (Гц)									Допустимий рівень звуку, дБА
	32	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000	
Виробничі приміщення	86	71	61	54	49	45	42	40	38	50

Для забезпечення допустимих параметрів шуму доцільно використовувати засоби індивідуального захисту під час виконання робіт з підвищеним рівнем шуму.

6.2.5 Виробничі випромінювання

Електромагнітні поля чинять термічний і морфологічний вплив на організм людини, викликаючи в ньому функціональні зміни.

Допустимі значення параметрів неіонізуючих електромагнітних випромінювань представлені в табл. 6.5.

Таблиця 6.5 - Допустимі значення параметрів неіонізуючих електромагнітних випромінювань

Найменування параметра	Допустимі значення
Напруженість електричної складової електромагнітного поля на відстані 50см від поверхні відеомонітора	10В / м
Напруженість магнітної складової електромагнітного поля на відстані 50см від поверхні відеомонітора	0,3 А / м
Напруженість електростатичного поля не повинна перевищувати: для дорослих користувачів	20кВ / м

					ГТТБ.БКП25.192.10.06	Арк.
						6
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

для дітей дошкільних установ і що вчаться середніх спеціальних і вищих навчальних закладів	15кВ / м
--	----------

Для зниження дії цих видів випромінювання рекомендується дотримувати регламентовані режими праці і відпочинку.

6.3 Пожежна безпека

Метою пожежної безпеки об'єкта є попередження виникнення пожежі на визначеному чинними нормативами рівні, а у випадку виникнення пожежі – обмеження її розповсюдження, своєчасне виявлення, гасіння пожежі, захист людей і матеріальних цінностей.

В побутовому приміщенні будівельного майданчика використовуються тільки негорючі речовини та матеріали у холодному стані, тому за ступенем вибухопожежної та пожежної небезпеки приміщення відноситься до категорії «Д». Пожежну небезпеку несуть у собі лише кабельні електропроводки до обладнання, що є припустимим для даної категорії приміщень [14].

За вогнестійкістю приміщення відноситься до другої категорії згідно з [14].

6.3.1 Технічні рішення системи запобігання пожежі

Система попередження пожежі – це комплекс організаційних заходів та технічних засобів, спрямованих на усунення умов виникнення пожежі.

Головні можливі причини виникнення пожежі у приміщенні, де здійснюється робота наступні:

- несправна електропроводка (іскріння, перегрів провідників, пересихання електроізоляційних матеріалів);
- використання електропобутових пристроїв (електрочайники); попадання

					ГТТБ.БКП25.192.10.06	Арк.
						7
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

вологи на працюючі електроагрегати;

- залишення без нагляду увімкнутих комп'ютерів, обчислювальної техніки та інших електроприладів.

Для запобігання виникнення пожежі доцільні такі заходи:

- призначення осіб, що відповідальні за пожежну безпеку приміщення;
- щорічне проведення повторних протипожежних інструктажів та занять за програмою пожежно-технічного мінімуму з особами, що відповідальні за пожежну безпеку;
- утримання в справному стані засобів протипожежного захисту;
- своєчасне інформування про несправність пожежної техніки, систем протипожежного захисту, водопостачання тощо.

6.3.2 Технічні рішення системи протипожежного захисту

Система протипожежного захисту – це сукупність організаційних заходів, а також технічних засобів, спрямованих на запобігання впливу на людей небезпечних факторів пожежі та обмеження матеріальних збитків від неї

У приміщенні на випадок виникнення пожежі для обмеження її розповсюдження знаходиться переносний вуглекислотний вогнегасник типу ОУ-5, що відповідає нормам. Підходи до засобів первинного пожежогасіння та відключення електросхем устаткування вільні.

					ГТТБ.БКП25.192.10.06	Арк.
						8
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

ВИСНОВКИ

У даній бакалаврській дипломній роботі було запроєктовано багатоповерховий житловий будинок з приміщеннями громадського призначення у місті Київ. Задачі бакалаврського дипломного проектування були виконанні за допомогою реалізації, закріплення, розширення теоретичних і практичних знань отриманих протягом навчання, за допомогою використання науково-методичної літератури, за допомогою ведення самостійної роботи та опрацювання відповідних матеріалів, за допомогою консультацій з науковим керівником та викладачами відповідних розділів.

Мета бакалаврської дипломної роботи, а саме отримання проектної документації на будівництво багатоповерхового житлового будинку з приміщеннями громадського призначення, була реалізована на основі конструктивних розрахунків, що виконані згідно діючих будівельних національних стандартів України та державних будівельних норм України.

Проектна документація на будівництво виконана за допомогою сучасних графічних програмних комплексів, таких як «ArchiCAD 16», та програмного комплексу для розрахунку кошторисної документації «АВК-5» версії 3.0.0. виконана з врахуванням існуючого досвіду проектування, будівництва, реконструкції та експлуатації діючих в Україні громадських будівель. В ході розробки бакалаврської дипломної роботи були запропоновані та запроєктовані більш сучасні, економічно вигідні та прогресивні матеріали та будівельні конструкції порівнюючи завершений проект-аналог. Приділялася увага обов'язковому гарантуванню безпеки життя. До складу проектної документації бакалаврської дипломної роботи входять:

1. Архітектурно-будівельні рішення. В даному розділі був наведений загальний опис об'єкту проектування, були розраховані планувальні відмітки генплану, вирішені об'ємно-планувальні, архітектурно-планувальні, архітектурно-конструктивні рішення. Виконано теплотехнічний розрахунок огорожуючої конструкції, виконана експлікація приміщень, наведені специфікації на залізобетонні конструкції, специфікація елементів заповнення віконних та дверних прорізів, експлікація підлог.

					ГТТБ.БКП25.192.10		
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Нове будівництво 18-и поверхового багатоквартирного житлового будинку з офісним приміщенням по вул. Кирилівській в м. Києві		
Розробив		Костюченко В.І					
Керівник		Байда Д.М.					
Н. контроль		Башинський С.І.					
Рецензент		Котенко В.В.					
Затвердив		Башинський С.І.			Літ. Аркуш Аркушів 1 2 ДУ «Житомирська політехніка», 192 «Будівництво та цивільна інженерія», гр. ЗПЦБ-21		

2. Конструктивні рішення. В даному розділі виконаний розрахунок та запроектовані залізобетонна багатопустотна плита, ригелі та колони. Армування плити перекриття виконано з попередньо напружених стержнів арматури класу А600С у кількості 8 стержнів діаметром 14, фактична площа армування 12,32 см². Рігель житлового будинку армується 2 стержнями 10 діаметру з фактичною площею армування 3,83 см² та 2 стержнями 12 діаметру в прольотній частині конструкції та 2 стержнями 16 діаметру на опорній ділянці з фактичною площею армування 4,02 см² також запроектовано конструктивну арматуру 2 стержні 10 діаметру у стиснутій частині прольоту фактична площа армування складає 1,57 см². Залізобетонна колона армується 14 стержнями 25 діаметру арматурою класу А400С.

3. Основи та фундаменти. В даному розділі було розглянуто три варіанти фундаментів під найбільш завантажену несучу конструкцію – стіну: мілкового закладання, на забивних палях і на бурових палях. Виконаний повний аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика з визначенням відсутніх механічних та фізичних характеристик ґрунтів. Виконане техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів, в результаті якого найраціональнішим виявився палевий фундамент з паль С9-30. Ширина ростверку складає 1300 мм.

4. Технологія будівельного виробництва. В даному розділі визначенні об'єми робіт, підібрано комплект машин. Розроблено калькуляцію, де визначені раціональні витрати та заробітна плата робітників на виконання робіт по кожному процесу, а також по всьому комплексу робіт. Було виконано технологічний розрахунок який складений на основі даних калькуляції, згідно цього розрахунку визначено тривалість зведення надземної частини будівлі, що складає 860 дні.

5. Організація будівництва. В даному розділі було розроблено сіткову модель будівництва та запроектований будгенплан. Виконаний розрахунок та проектування адміністративно-побутових тимчасових будівель і споруд; відкритих і закритих складів для будівельних конструкцій, матеріалів та виробів; мереж тимчасового водозабезпечення будівництва; мереж тимчасового електропостачання будівельного майданчика.

6. Охорона праці. В розділі було проаналізовано умови праці монтажників та мулярів при виконанні монтажних робіт, запропоновані заходи покращання умов праці з дотриманням вимог нормативних документів по охороні праці. А також виконано розрахунок заземлення розчинозмішувальної станції.

					ГТТБ.БКП25.192.10	Арк.
						2
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Норми проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2006. 71 с.
2. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. [Чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2011. 123 с.
3. Смоляк О.Н. Кушнір М.О. Проектування генеральних планів. Методичні вказівки з дисципліни «Архітектура будівель» для студентів будівельних спеціальностей. Вінниця, ВДТУ, 1999. 49 с.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-07-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2009. 73 с.
5. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування [Чинний від 2011-06-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2010. 123 с.
6. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2006. 14 с.
7. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Будникова, Л.В. Кузнєцов та ін.; під ред. А.Я. Барашикова. Київ: Вища школа, 1995. 591 с.
ДБН В.2.1-10:2009. Основи і фундаменти будівель і споруд: [Чинний від 2009-а. 01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2009. 105 с.
8. Методичні вказівки до курсового та дипломного проектування з основ та фундаментів для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво». Частина 2. Пальові фундаменти / Уклад. І. І. Ваганов, І. В. Маєвська, М. М. Попович, Н. В. Блащук. Вінниця: ВНТУ, 2010. 84 с.
9. Дудар І.Н. Довідник нормативно-технічних даних для проектів виконання комплексу робіт зі зведення надземної частини будівель та споруд. Довідник. / Дудар І.Н., Потапова Т.Е., Прилипко Т.В. Вінниця: ВНТУ, 2005. 137 с.
10. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у Основні положення. [Чинний від 2012-04-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 116 с.
11. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. [Чинний від 2017-01-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016. 49 с.
12. ДСН 3.3.6.042-99. Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень. [Чинний від 1999-12-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство охорони здоров'я України, 1999. 12 с.
13. ДСН 3.3.6.039-99. Санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації. [Чинний від 1999-12-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство охорони здоров'я України, 2000. 39 с.

					ГТТБ.БКП25.192.10			
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата				
Розробив		Костюченко В.І			Нове будівництво 18-и поверхового багатоквартирного житлового будинку з офісним приміщенням по вул. Кирилівській в м. Києві	Літ.	Аркуш	Аркушів
Керівник		Байда Д.М.					1	2
Н. контроль		Башинський С.І.				ДУ «Житомирська політехніка», 192 «Будівництво та цивільна інженерія», гр. ЗПЦБ-21		
Рецензент		Котенко В.В.						
Затвердив		Башинський С.І.						

14. ДСТУ-Н Б А 3.2-1:2007 Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів та захисту від їх впливу при виробництві будівельних матеріалів і виробів та їх використання в процесі зведення та експлуатації об'єктів будівництва. URL: <https://profidom.com.ua/a-3/a-3-2/824-dstu-n-b-a-3-2-12007-nastanova-shhodo-viznachenna-nebezpechnih-i-shkidlivih-faktoriv->.
15. ДСТУ OHSAS 18002:2015. Системи управління гігієною та безпекою праці. Основні принципи виконання вимог OHSAS 18001:2007 (OHSAS 18002:2008, IDT). Київ: ГП «УкрНИУЦ», 2016. 21 с.

					ГТТБ.БКП25.192.10	Арк.
						2
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

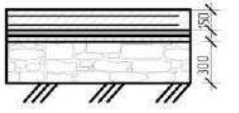
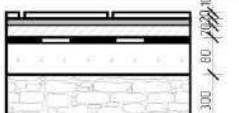
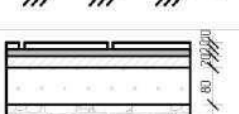
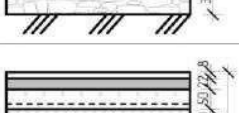
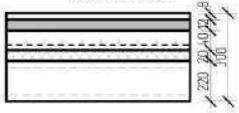
ДОДАТОК А

Відомість креслень графічної частини

Аркуш	Найменування	Примітка
1	Фасад 1-5, фасад 5-1, план поверху на відмітці -3.900, генплан	
2	План поверху на відмітці +0.000, план покрівлі, фасад А-Е, розріз 1-1, деталі утеплення, вузол внутрішнього водовідведення, вузол парапету	
3	План перекриття, пустотна плита, Кр-1, Розріз 1-1, Сітка С1, Сітка С-2, Схема армування ригеля, епюра матерілів, Кр- 2, Розріз 2-2, МП-1	
4	Колона, розріз 3-3, сітка С-4,С-5, вид А-А, каркас Кр-3, Кр- 4, закладні деталі Зд-3 - Зд-6, вузол А	
5	Геологічний розріз, конструювання двох видів фундаментів, план фундаменту на забивних палях	
6	Календарний графік зведення надземної частини, графік руху робітників, техніко-економічні показники, схеми стропування: плити перекриття, піддону з цеглою, сходових маршів, перемичок, схема роботи крану, мурування цегляної стіни, організація робочого місця муляра	
7	Сіткова модель будівництва, графік виконання робіт по об'єкту, графік руху робочих кадрів, графік роботи будівельних машин та механізмів, графік використання основних будівельних матеріалів	
8	Будгенплан, умовні позначення, експлікація будівель та споруд	

ДОДАТОК Б

Експлікація підлог

Номер приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги за серією	Дані елементів підлоги, мм	Площа, м ²
Нежитлові приміщення (гаражі) на відм -3,900	шліфу-бальні		- Покриття - полімерною фарбою (по типу ІЗО-ТОН) з шліфуванням* - бетон класу В20 - 150мм - 2 сітки арматури - Ø8 А500 крок 200х200 - Арматура поліетиленова плівка - Основа - ущільнений ґрунт з втрамбованим в нього шаром гравію фракцією 40-60мм - 300мм	165,02
Водомірний бузол, електроощода, санбузол, кімната прил. інв. кимн персоналу на відм -3,900	керамічні		- Покриття - керамічна плитка високої якості, ударотривка, вискозиста, не слизька - 10 мм - Проварок - клеюча суміш типу CERESIT CM-11 - 20 мм - Стяжка - цементно-пісчанний розчин М150 - 20 мм - Гідроізоляція - гідроізол (2 шари) марки ПІ- (ГОСТ 7415-86) на проварку з бітумною мастикою - Підстилюючий шар - бетон класу В7,5 - 80 мм - Основа - шар щебеня фракцією 30-40 мм - 300мм	51,52
Сходами клітка, тамбури, відм -3,000, нежитлові приміщення (торгові площі) на відм -3,900	керамічні		- Покриття - керамічна плитка високої якості, ударотривка, вискозиста, не слизька - 10 мм - Проварок - клеюча суміш типу CERESIT CM-11 - 20 мм - Стяжка - цементно-пісчанний розчин М150 - 20 мм - Підстилюючий шар - бетон класу В7,5 - 80 мм - Основа - шар щебеня фракцією 40-60 мм - 300мм	386,88
Житлові приміщення, кухні, коридори та гардероби квартири на відм ±0,000	паркетні		- Покриття - ламінат - 8 мм - Вирівнювача стяжка - клеюча суміш типу CERESIT CM-11 - 22 мм - Стяжка (армована) - цементно-пісчанний розчин М150 - 50 мм - Арматурна сітка - 4 Б1 з кроком 200 x 200 мм - Шумоізоляція - плити "URSA" - 100 мм - Залізобетонна плита перекриття - 220 мм	460,8
Санвузли, ванні кімнати на відм ±0,000	керамічні		- Покриття - керамічна плитка - 8 мм - Проварок - клеюча суміш типу CERESIT CM-11 - 20 мм - Стяжка (армована) - цементно-пісчанний розчин М150 - 50 мм - Арматурна сітка - 4 Б1 з кроком 200 x 200 мм - Гідроізоляція - 2 мм - Шумоізоляція - плити "URSA" - 100 мм - Залізобетонна плита перекриття - 220 мм	41,97
Коридор загального користування	керамічні		- Покриття - керамічна плитка - 8 мм - Проварок - клеюча суміш типу CERESIT CM-11 - 22 мм - Стяжка (армована) - цементно-пісчанний розчин М150 - 50 мм - Арматурна сітка - 4 Б1 з кроком 200 x 200 мм - Шумоізоляція - плити "URSA" - 100 мм - Залізобетонна плита перекриття - 220 мм	424,7
Житлові прим., кухні, коридори та гардероби квартир на відм ±3,000 ... +24,000	паркетні	типовий поверх 	- Покриття - ламінат - 8 мм - Вирівнювача стяжка - клеюча суміш типу CERESIT CM-11 - 12 мм - Стяжка (армована) - цементно-пісчанний розчин М150 - 40 мм - Арматурна сітка - 4 Б1 з кроком 200 x 200 мм - Шумоізоляція - плити "URSA" - 20 мм - Залізобетонна плита перекриття - 220 мм	3686,4
Санвузли, ванні кімнати на відм ±3,000 ... +24,000	керамічні	типовий поверх 	- Покриття - керамічна плитка - 8 мм - Проварок - клеюча суміш типу CERESIT CM-11 - 10 мм - Стяжка (армована) - цементно-пісчанний розчин М150 - 40 мм - Арматурна сітка - 4 Б1 з кроком 200 x 200 мм - Гідроізоляція - 2 мм - Шумоізоляція - плити "URSA" - 20 мм - Залізобетонна плита перекриття - 220 мм	335,76
Сходами клітка	керамічні		- Покриття - керамічна плитка - 8 мм - Проварок - клеюча суміш типу CERESIT CM-11 - 22 мм - Керамзитобетон М100 - 50 мм - Залізобетонна плита перекриття - 220 мм	128,54
Приміщення машинного відділення ліфта	шліфу-бальні		- Покриття - полімерною фарбою (по типу ІЗО-ТОН) з шліфуванням - бетон класу В20 - 150мм - 2 сітки арматури - Ø8 А500 крок 200х200 - Арматура поліетиленова плівка - Основа - ущільнений ґрунт з втрамбованим в нього шаром гравію фракцією 40-60мм - 300мм	29,12

ДОДАТОК В

Визначення напружень в робочій арматурі плити перекриття

Вихідні дані для розрахунку:

- $b = 1$ м;
- $h = 0,22$ м;
- $z_{s1} = 0,01$ м;
- $z_{s2} = 0,19$ м;
- $A_{s1} = 0,0001$ м²;
- $A_{s2} = 0,001232$ м²;
- Бетон С25/30 ;
- Арматура А500С.

Крок	Момент, кНм	Кривизна, 1/г	Напруження в арматурі s1, МПа	Напруження в арматурі s2, МПа
0	0	0	0	0
1	37	0.00608	56	-174
2	53	0.00892	85	-253
3	69	0.01162	113	-326
4	82	0.01418	142	-394
5	91	0.01738	170	-435
6	93	0.0276	218	-435
7	93	0.03859	263	-435
8	94	0.0499	308	-435
9	94	0.06107	354	-435
10	94	0.08305	435	-435

Методом інтерполяції визначаємо напруження в арматурі при $M_{\text{експл}} = 38,16$ кН·м.

$$\sigma_{s2x} = 179,72 \text{ (МПа)}$$

$$\varepsilon = \sigma_{s2}/E = 179,72/1,9 \cdot 10^5 = 94,58 \cdot 10^{-5}$$

ДОДАТОК Г

Для розрахунку прогинів від дії експлуатаційних навантажень

Вихідні дані для розрахунку:

- $b = 1$ м;
- $h = 0,22$ м;
- $z_{s1} = 0,03$ м;
- $z_{s2} = 0,2$ м;
- $A_{s1} = 0,001232$ м²;
- $A_{s2} = 0,0001$ м²;
- Бетон С25/30 ;
- Арматура А240С.

Крок	Момент, кНм	Кривизна, 1/г	Напруження в арматурі s1, МПа	Напруження в арматурі s2, МПа
0	0	0	0	0
1	34	0.00785	19	-228
2	35	0.01519	8	-228
3	35	0.02303	-7	-228
4	36	0.03086	-22	-228
5	36	0.03865	-37	-228
6	37	0.0536	-62	-228
7	37	0.06782	-83	-228
8	37	0.08131	-99	-228
9	38	0.09412	-111	-228
10	38	0.11973	-124	-228

Момент від попереднього напруження на плиту приведеної ширини 1м:

$$M_{p02} = (410,97/1,50) \cdot 0,08 = 21,91 \text{ (кН} \cdot \text{м)}$$

$$\sigma_{s1x} = 12,24 \text{ (МПа); } 1/\rho = 0,005058$$

ДОДАТОК Д

Визначення напружень в робочій арматурі ригеля

Вихідні дані для розрахунку:

- $b = 0,3$ м;
- $h = 0,5$ м;
- $z_{s1} = 0,05$ м;
- $z_{s2} = 0,44$ м;
- $A_{s1} = 0,000402$ м²;
- $A_{s2} = 0,000383$ м²;
- Бетон C25/30 ;
- Арматура A500С.

Крок	Момент, кНм	Кривизна, 1/г	Напруження в арматурі s1, МПа	Напруження в арматурі s2, МПа
0	0	0	0	0
1	44	0.0038	29	-282
2	65	0.0056	44	-414
3	69	0.00885	45	-435
4	69	0.01276	38	-435
5	70	0.01689	29	-435
6	70	0.0253	10	-435
7	70	0.0336	-8	-435
8	71	0.0416	-23	-435
9	71	0.04923	-35	-435
10	71	0.06432	-45	-435

Методом інтерполяції визначаємо напруження в арматурі при $M_{\text{експл}} = 38,16$ кН·м.

$$M_{p02} = (305,22/1,53) \cdot 0,08 = 15,95 \text{ (кН·м)}$$

$$\sigma_{s1x} = 10,77 \text{ (МПа);}$$

$$1/r = 0,0030$$

Додаток Е

Форма № 1

Багатоповерховий житловий будинок з приміщеннями громадського призначення у місті Київ

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-1
на Будівельні роботи

Багатоповерховий житловий будинок з вбудованими приміщеннями громадського призначення

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

9607,903 тис. грн.
136,733 тис.люд.-год.
2849,359 тис. грн.
3,5 розряд

Складений в поточних цінах станом на 2025 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										тих, що обслуговують машини	
										на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E1-17-2	А. Підземна частина Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 1 [1-1, 2] м3, група ґрунтів 2	1000м3	0,59	<u>7772,92</u> 197,42	<u>7567,38</u> 2390,80	4586	116	<u>4465</u> 1411	<u>11,73</u> 83,13	<u>6,92</u> 49,05
2	E1-162-2	Розробка ґрунту вручну з кріпленням у траншеях шириною до 2 м, глибиною до 2 м, група ґрунтів 2	100м3	1,09	<u>5831,60</u> 5831,60	-	6356	6356	-	<u>321,3</u> -	<u>350,22</u> -
3	E5-2-4	Заглиблення дизель-молотом на екскаваторі залізобетонних паль довжиною до 8 м у ґрунти групи 2	м3	187,11	<u>1083,58</u> 129,14	<u>914,15</u> 107,45	202749	24163	<u>171047</u> 20105	<u>6,26</u> 5,141	<u>1171,31</u> 961,93

Додаток И

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4	C1411-139	Палі квадратного та прямокутного перерізу суцільні та з круглою порожниною, довжина 9-12 м, периметр боків до 1200 мм	м	2079	<u>148,60</u>	-	308939	-	-	-	-
5	ЕД6-65-1	Укладання бетонної суміші в конструкції кранами в бадях. Масиви, окремі фундаменти і плитні основи, об'єм конструкцій, м3 до 3	100м3	0,8332	<u>3684,53</u> 1302,22	<u>2372,83</u> 738,91	3070	1085	<u>1977</u> 616	<u>69,6</u> 39,474	<u>57,99</u> 32,89
6	C1424-11599	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В10 [М150], крупність заповнювача більше 40 мм	м3	87,32	<u>623,48</u>	-	54442	-	-	-	-
7	Е1-28-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 96 кВт [130 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000м3	0,50268	<u>1102,72</u>	<u>1102,72</u> 188,57	554	-	<u>554</u> 95	- 8,7856	- 4,42
8	Е1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	5,0268	<u>619,28</u> 339,29	<u>279,99</u> 83,44	3113	1706	<u>1407</u> 419	<u>18,36</u> 5,1175	<u>92,29</u> 25,72
9	Е8-6-1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли (керамічної)(силікатної)(порожнистої) при висоті поверху до 4 м	м3	184,7	<u>320,29</u> 139,31	<u>71,31</u> 23,04	59158	25731	<u>13171</u> 4255	<u>7,17</u> 1,3039	<u>1324,3</u> 240,83
10	C1422-10956	Цегла керамічна одинарна порожниста ефективна, розміри 250x120x65 мм, марка М200	1000шт	9,472	<u>2680,44</u>	-	25389	-	-	-	-
11	Е6-14-1	Улаштування бетонних колон висотою до 4 м у дерев'яній опалубці, периметром до 2 м	100м3	0,80766	<u>126500,59</u> 27382,03	<u>19035,48</u> 5529,34	102169	22115	<u>15374</u> 4466	<u>1444,2</u> 278,6322	<u>1166,42</u> 225,04
12	Е6-16-10	Улаштування бетонних стін і перегородок висотою до 6 м, товщиною до 500 мм	100м3	1,8216	<u>94145,25</u> 14649,93	<u>4103,25</u> 1175,62	171495	26686	<u>7474</u> 2142	<u>783</u> 59,0363	<u>1426,31</u> 107,54
13	Е8-43-1	Теплоізоляція стін із гіпсових плит із заповненням пустот базальтовим волокном ROCKWOOL шаром 50 мм	100м2	4,5911	<u>7717,60</u> 4241,16	<u>147,68</u> 40,62	35432	19472	<u>678</u> 186	<u>223,69</u> 2,2233	<u>1026,98</u> 10,21
14	Е7-44-10	Укладання перемичок масою до 0,3 т	100шт	1,2	<u>1643,90</u> 406,88	<u>1114,55</u> 357,88	1973	488	<u>1337</u> 429	<u>21,46</u> 20,4483	<u>25,75</u> 24,54

Додаток И

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
15	E8-4-2	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна обклеювальна в 1 шар	100м2	1,0111	<u>3988,88</u> 444,57	<u>147,59</u> 45,97	4033	450	<u>149</u> 46	<u>22,59</u> 2,7531	<u>22,84</u> 2,78
16	E6-22-3	Улаштування перекриттів безбалкових товщиною понад 200 мм на висоті від опорної площадки до 6 м	100м3	7,15	<u>115721,13</u> 15599,46	<u>5691,75</u> 1392,08	827406	111536	<u>40696</u> 9953	<u>833,75</u> 71,4486	<u>5961,31</u> 510,86
17	E8-4-4	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна цементна з рідким склом	100м2	3,6432	<u>4380,32</u> 2761,10	<u>77,72</u> 24,21	15958	10059	<u>283</u> 88	<u>140,3</u> 1,4497	<u>511,14</u> 5,28
18	E12-20-2	Улаштування пароізоляції обклеювальної на кожний наступний шар	100м2	1,66	<u>2129,46</u> 325,26	<u>32,30</u> 9,27	3535	540	<u>54</u> 15	<u>15,96</u> 0,4782	<u>26,49</u> 0,79
19	E12-22-1	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100м2	1,66	<u>1977,36</u> 641,11	<u>429,25</u> 122,59	3282	1064	<u>713</u> 203	<u>38,39</u> 6,4686	<u>63,73</u> 10,74
20	E26-33-2	Теплоізоляція виробами з пінопласту на бітумі покриттів і перекриттів зверху	м3	66	<u>577,14</u> 302,24	<u>38,50</u> 11,99	38091	19948	<u>2541</u> 791	<u>14,83</u> 0,7182	<u>978,78</u> 47,4
21	C114-97	Плити теплоізоляційні з пінопласту полістирольного, марка ПСБС-40	м3	0,66	<u>621,25</u> -	<u>-</u> -	410	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
22	E12-2-1	Улаштування покрівель плоских чотиришарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній мастиці	100м2	1,66	<u>4838,33</u> 613,44	<u>152,21</u> 44,98	8032	1018	<u>253</u> 75	<u>30,1</u> 2,3651	<u>49,97</u> 3,93
Розділ 1. Надземна частина											
23	E8-6-1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	м3	1662,3	<u>320,29</u> 139,31	<u>71,31</u> 23,04	532418	231575	<u>118539</u> 38299	<u>7,17</u> 1,3039	<u>11918,69</u> 2167,47
24	C1422- 10956	Цегла керамічна одинарна порожниста ефективна, розміри 250x120x65 мм, марка М200	1000шт	86,4396	<u>2680,44</u> -	<u>-</u> -	231696	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -
25	E8-7-1	Мурування перегородок армованих з цегли (керамічної)(силікатної)(порожнистої) товщиною в 1/4 цегли при висоті поверху до 4 м	100м2	0,80766	<u>5107,68</u> 3945,83	<u>403,37</u> 131,31	4125	3187	<u>326</u> 106	<u>195,92</u> 7,3433	<u>158,24</u> 5,93

Додаток И

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
26	C1422-10956	Цегла керамічна одинарна порожниста ефективна, розміри 250x120x65 мм, марка М200	1000шт	4,2	<u>2680,44</u>	-	11258	-	-	-	-
27	E7-44-10	Укладання перемичок масою до 0,3 т	100шт	20,88	<u>1643,90</u> 406,88	<u>1114,55</u> 357,88	34325	8496	<u>23272</u> 7473	<u>21,46</u> 20,4483	<u>448,08</u> 426,96
28	E6-22-3	Улаштування перекриттів безбалкових товщиною понад 200 мм на висоті від опорної площадки до 6 м	100м3	15,72	<u>115721,13</u> 15599,46	<u>5691,75</u> 1392,08	1819136	245224	<u>89474</u> 21883	<u>833,75</u> 71,4486	<u>13106,55</u> 1123,17
29	E7-55-4	Установлення шахт ліфта масою більше 2, 5 т	100шт	0,02	<u>18917,58</u> 7400,13	<u>9824,78</u> 3100,15	378	148	<u>196</u> 62	<u>339,3</u> 176,445	<u>6,79</u> 3,53
30	E7-47-4	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	100шт	0,19	<u>13501,91</u> 6277,92	<u>6925,16</u> 2277,25	2565	1193	<u>1316</u> 433	<u>319</u> 125,3406	<u>60,61</u> 23,81
Разом прямі витрати по розділу 1							2635901	489823	<u>233123</u> 68256		<u>25698,96</u> 3750,87
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							2635901 1912955 558079 465554 3533,99 114262 3101455				
----- Всього по розділу 1							3101455				
Розділ 2. Покрівельні роботи											
31	E12-20-2	Улаштування пароізоляції обклеювальної на кожний наступний шар	100м2	5,49	<u>2129,46</u> 325,26	<u>32,30</u> 9,27	11691	1786	<u>177</u> 51	<u>15,96</u> 0,4782	<u>87,62</u> 2,63
32	E12-22-1	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100м2	5,49	<u>1977,36</u> 641,11	<u>429,25</u> 122,59	10856	3520	<u>2357</u> 673	<u>38,39</u> 6,4686	<u>210,76</u> 35,51

Додаток И

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
33	E26-33-2	Теплоізоляція виробами з пінопласту на бітумі покриттів і перекриттів зверху	м3	219,6	<u>577,14</u> 302,24	<u>38,50</u> 11,99	126740	66372	<u>8455</u> 2633	<u>14,83</u> 0,7182	<u>3256,67</u> 157,72
34	C114-97	Плити теплоізоляційні з пінопласту полістирольного, марка ПСБС-40	м3	219,6	<u>621,25</u> -	-	136427	-	-	-	-
35	E12-2-1	Улаштування покрівель плоских чотиришарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній мастиці	100м2	5,49	<u>4838,33</u> 613,44	<u>152,21</u> 44,98	26562	3368	<u>836</u> 247	<u>30,1</u> 2,3651	<u>165,25</u> 12,98
		Разом прямі витрати по розділу 2					312276	75046	<u>11825</u> 3604		<u>3720,3</u> 208,84
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					312276				
		-----					225405				
							78650				
							57863				
							375,89				
							12153				
							370139				
		Всього по розділу 2					370139				
		Розділ 3. Монтаж елементів заповнення віконних і дверних проїомів									
36	ЕН10-20-4	Заповнення віконних прорізів готовими блоками площею більше 3 м2 з металлопластику в кам'яних стінах житлових і громадських будівель	100м2	17, 903152	<u>1995,92</u> 1863,41	<u>126,23</u> 74,79	35733	33361	<u>2260</u> 1339	<u>86,67</u> 4,2229	<u>1551,67</u> 75,6
37	ЕН10-28-3	Заповнення дверних прорізів готовими дверними блоками площею більше 3 м2 з металлопластику у кам'яних стінах	100м2	9,10365	<u>2105,49</u> 1220,35	<u>876,92</u> 219,54	19168	11110	<u>7983</u> 1999	<u>59,88</u> 10,23	<u>545,13</u> 93,13
		Разом прямі витрати по розділу 3					54901	44471	<u>10243</u> 3338		<u>2096,8</u> 168,73
		Разом будівельні роботи, грн.					54901				

Додаток И

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн. -----					187 47809 37779 271,86 8789 92680				
		Всього по розділу 3					92680				
		Розділ 4. Влаштування підлог									
38	EH11-4-5	Улаштування гідроізоляції обмазувальної бітумною мастикою в один шар товщиною 2 мм	100м2	64,35	<u>1856,65</u> 661,26	<u>1,56</u> 1,34	119475	42552	<u>100</u> 86	<u>31,7</u> 0,0777	<u>2039,9</u> 5
39	EH11-8-1	Улаштування тепло- і звукоізоляції засипної піщаної	м3	643,5	<u>271,47</u> 97,78	<u>18,40</u> 11,64	174691	62921	<u>11840</u> 7490	<u>5,54</u> 0,6801	<u>3564,99</u> 437,64
40	EH11-11-2	Додавати або виключати на кожні 5 мм зміни товщини стяжок цементних	100м2	64,35	<u>318,50</u> 34,74	<u>5,35</u> 4,58	20495	2236	<u>344</u> 295	<u>1,88</u> 0,2664	<u>120,98</u> 17,14
		Разом прямі витрати по розділу 4					314661	107709	<u>12284</u> 7871		<u>5725,87</u> 459,78
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн. -----					314661 194668 115580 97119 742,28 23997 411780				
		Всього по розділу 4					411780				

Додаток И

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Розділ 5. Внутрішні оздоблювальні роботи									
41	EH15-46-4	Просте штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стелі	100м2	146,15	<u>2708,90</u> 1773,33	<u>37,64</u> 30,79	395906	259172	<u>5501</u> 4500	<u>88,05</u> 2,1186	<u>12868,51</u> 309,63
42	EH15-59-1	Штукатурення цементно-церезитове по каменю і бетону	100м2	205,07	<u>4342,44</u> 2484,88	<u>63,72</u> 52,13	890504	509574	<u>13067</u> 10690	<u>120,45</u> 3,5849	<u>24700,68</u> 735,16
43	EH15-179-1	Просте фарбування стін полівінілацетатними водоемульсійними сумішами по штукатурці та збірних конструкціях, підготовлених під фарбування	100м2	146,15	<u>491,01</u> 448,11	<u>0,22</u> 0,19	71761	65491	<u>32</u> 28	<u>22,77</u> 0,0111	<u>3327,84</u> 1,62
44	EH11-28-2	Улаштування покриттів із плиток керамічних багатокольорових на цементному розчині	100м2	64,35	<u>12242,20</u> 3077,88	<u>28,24</u> 21,45	787786	198062	<u>1817</u> 1380	<u>160,39</u> 1,2489	<u>10321,1</u> 80,37
		Разом прямі витрати по розділу 5					2145957	1032299	<u>20417</u> 16598		<u>51218,13</u> 1126,78
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					2145957 1093241 1048897 765650 4939,2 159682 2911607				
		----- Всього по розділу 5					2911607				
		Розділ 6. Зовнішні оздоблювальні роботи									
45	EH15-36-2	Поліпшене штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю стін вручну	100м2	37,76	<u>3169,03</u> 2239,43	<u>30,26</u> 22,12	119663	84561	<u>1143</u> 835	<u>101,24</u> 1,5228	<u>3822,82</u> 57,5

Додаток И

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
46	E8-43-1	Теплоізоляція стін із гіпсових плит із заповненням пустот базальтовим волокном ROCKWOOL шаром 50 мм	100м2	37,76	<u>5795,26</u> 4241,16	<u>147,68</u> 40,62	218829	160146	<u>5576</u> 1534	<u>223,69</u> 2,2233	<u>8446,53</u> 83,95
47	EN15-158-3	Полівінілацетатне фарбування фасадів з риштувань по підготовленій поверхні	100м2	37,76	<u>691,38</u> 192,54	<u>0,22</u> 0,19	26107	7270	<u>8</u> 7	<u>9,23</u> 0,0111	<u>348,52</u> 0,42
		Разом прямі витрати по розділу 6					364599	251977	<u>6727</u> 2376		<u>12617,87</u> 141,87
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					364599 105895 254353 198219 1395,84 45128 562818				
		----- Всього по розділу 6					562818				
		Розділ 7. Влаштування вимощення по периметру фасаду									
48	E31-18-1	Улаштування асфальтового вимощення на щебеневій основі товщиною 20 см	100м2	1,1772	<u>13357,75</u> 862,29	<u>178,73</u> 52,57	15725	1015	<u>210</u> 62	<u>49,33</u> 2,6621	<u>58,07</u> 3,13
		Разом прямі витрати по розділу 7					15725	1015	<u>210</u> 62		<u>58,07</u> 3,13
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					15725 14500 1077 978 8,08 261 16703				

Додаток И

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

		Всього по розділу 7					16703				
		Разом прямі витрати по кошторису					7724192	2274873	557002		115398,75
		Разом будівельні роботи, грн.					7724192		147400		8123,95
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					4892317				
		всього заробітна плата, грн.					2422273				
		Загальновиробничі витрати, грн.					1883711				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.					13209,98				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					427086				
		Всього будівельні роботи, грн.					9607903				

		Всього по кошторису					9607903				
		Кошторисна трудоємність, люд.год.					136733				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					2849359				

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Додаток Є

Характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	h, м	γ_{ii} кН/м ³	γ_s кН/м ³	W	W _L	W _P	I _P	I _L	e	S _R	Характер. міцності		Деформ. характер.		R ₀ кПа
											φ^0	c, кПа	V	E, МПа	
Насипний ґрунт	1,7	16,7	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Супісь бура	6,7	16,9	26,7	0,12	0,15	0,11	0,04	0,25	0,77	0,41	20	3	0,30	5,2	230
Супісь	7,5	17,0	26,8	0,13	0,26	0,21	0,05	<0	0,78	0,44	23	12	0,30	9	160
Пісок середньої крупності	необм.	19,0	26,6	0,21	-	-	-	-	0,69	0,80	33	0,6	0,29	26	400

Додаток Ж

Визначення розмірів підшви фундаменту мілкового закладання

1. Розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що розміщується зразу під підшвою фундаменту, $c = 3$ кПа;
2. Розрахункове значення кута внутрішнього тертя для того ж ґрунту, $\varphi = 20^\circ$;
3. Вертикальне розрах. навантаження на обрізі фундаменту, $N = 977,75$ кН;
4. Розрахунковий вигинаючий момент на рівні підшви фундаменту відносно осі X, $M_x = 0$ кН*м;
5. Теж саме відносно осі Y, $M_y = 0$ кН*м;
6. Осереднене розрахункове значення питомої ваги вище підшви фундаменту, $\gamma' = 16,76$ кН/м³;
7. Те саме нижче підшви фундаменту, $\gamma = 16,76$ кН/м³;
8. Глибина закладання фундаменту від найближчої підлоги, $d_f = 2,6$ м;
9. Приведена глибина закладання фундаменту від підлоги підвалу, $d_1 = 2,6$ м;
10. Глибина підвалу від відмітки планування, $d_b = 3,9$ м;
11. Коефіцієнт надійності, $k = 1$;
12. Коефіцієнт умов роботи, $\gamma_{c1} = 1,25$;
13. Коефіцієнт умов роботи, $\gamma_{c2} = 1$;
14. Співвідношення сторін підшви фундаменту - 1;
15. Початкова ширина фундаменту, $b = 0$ м;

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ:

Розрахунковий опір ґрунту основи - 314.449 кПа;

Максимальний крайовий тиск при дії згинаючих моментів:

- відносно осі X - 313.430 кПа;
- відносно осі Y - 313.430 кПа;

Мінімальний крайовий тиск при дії згинаючих моментів:

- відносно осі X - 313.430 кПа;
- відносно осі Y - 313.430 кПа;

Максимальний кутовий тиск - 313.430 кПа;

Середній тиск по підшві фундаменту - 313.430 кПа;

Ширина фундаменту - 3.740 м;

Довжина фундаменту - 1.000 м;