НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет Конструювання та дизайну

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
Завідувач кафедри
Кафедра будівництва
професор, д.т.н. _____ Яковенко І. А.
(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)
—___” _____ 2025 р.

БАКАЛАВРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему «Проєктування котеджу індивідуального типу із монолітними фундаментами у Херсонській області»

Спеціальність (напрям підготовки) 192 Будівництво та цивільна інженерія

Гарант освітньої програми

_____к.т.н., доцент_____ _____ Дмитренко Є. А.
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи

_____к.т.н., старший викладач_____ Усенко М. В.
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Виконав _____ Овчаренко С.В.
(підпис) (прізвище та ініціали студента)

КИЇВ-2025 р.

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСТИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет Конструювання та дизайну_____

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри будівництва

професор, д.т.н. _____ Яковенко І. А.
(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)
—___” _____ 2025 р.

ЗАВДАННЯ
на виконання бакалаврської кваліфікаційної роботи студенту

_____Овчаренку Сергію Володимировичу_____
(прізвище, ім’я, по батькові)
Спеціальність 192_«Будівництво та цивільна інженерія»_____
(код і назва)
Спеціалізація Освітньо-професійна_____
(назва)
Програма підготовки ОС «Бакалавр»_____
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема бакалаврської кваліфікаційної роботи затверджена наказом ректора НУБіП України від «16» грудня 2024 р. № 2264 «С» «Проєктування котеджу індивідуального типу із монолітними фундаментами у Херсонській області»
Термін подання завершеної роботи на кафедру _____
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до бакалаврської кваліфікаційної роботи: геологічні умови майданчика будівництва, природно-кліматичні умови відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010, навантаження та впливи згідно ДБН В.1.2-2:2006.
Бакалаврська робота складається з аркушів пояснювальної записки, 10 аркушів формату А1 та використаних літературних джерел

Перелік питань, які потрібно розробити:

Розділ 1. *Архітектурні рішення.*

Розділ 2. *Розрахунково-конструктивні рішення*

Розділ 3. *Технологія будівельного виробництва*

Розділ 4. *Організація будівельного виробництва*

Перелік графічного матеріалу (обов'язкові креслення):

Аркуш 1.	Плани, фасади, Генплан, плани перекриття, плани покриття, переріз по стіні
Аркуш 2.	Плани фундаментів інженерно-геологічний розріз
Аркуш 3.	Конструювання плити перекриття, розрізи, вузли, специфікація
Аркуш 4.	Технологічна карта на влаштування паркетної підлоги
Аркуш 5.	Будівельний Генеральний План, розрізи, параметри крану, умовні позначення
Аркуш 6.	Календарний графік будівництва, графік постачання матеріалів, графік руху машин і механізмів, ТЕП

Строки виконання бакалаврської кваліфікаційної роботи

Найменування етапу бакалаврської кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапу	Відмітка про виконання
Збір, аналіз та обґрунтування вихідних матеріалів для проекту		
	09.02.25– 28.02.25	
Написання та наповнення частин пояснювальної записки	02.03.25 – 31.03.25	
Виконання графічної частини дипломного проекту	25.03.25 – 1.06.25	

Дата видачі завдання «____»_____2025 р.

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи

_____к.т.н., старший викладач_____ _____ Усенко М. В.
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Завдання прийняв до виконання _____ __Овчаренко С. В.
(підпис) (прізвище та ініціали студента)

ЗМІСТ

Вступ ……7
1. Архітектурно-будівельний розділ ……8
1.1 Генеральний план ……..9
1.2 Архітектурно-будівельна частина ……9
1.2.1 Об’ємно-планувальне рішення …… 9
1.3 Архітектурно-конструктивна частина ……. 11
1.3.1 Фундаменти ……11
1.3.2 Теплотехнічний розрахунок огороджуючої конструкції стіни ……11
1.3.3 Перекриття ……..……13
1.3.4 Підлоги ……13
1.3.5 Вікна та двері …… 14
1.3.6 Покрівля ……..14
1.3.7 Зовнішнє оздоблення ……15
1.3.8 Внутрішнє оздоблення …… 15
1.4 Інженерні комунікації та обладнання ……16
1.4.1 Водопостачання …… 16
1.4.2 Каналізація …… 16
1.4.3 Електропостачання та силове обладнання …… 16
2. Розрахунково-конструктивний розділ …… 18
2.1 Проектування і розрахунок плити перекриття …….. 18
2.1.1 Розрахункові навантаження …… 18
2.1.2 Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень ……... 19
2.1.3 Вибір розмірів перерізу плити …….. 20
2.1.4 Характеристики міцності бетону та арматури ……. 20
2.1.5 Розрахунок міцності плити по перерізу,
нормальному до поздовжньої осі …….. 21
2.1.6 Розрахунок на міцність по похилим перерізам …… 22
2.1.7 Розрахунок по другій групі граничних станів,
по виникненню тріщин …….. 23

2.1.8 Розрахунок прогинів плити перекриття …… 24
2.1.9 Розрахунок плити на монтажні навантаження ……28
2.2 Розрахунок фундаментів ……. 29
2.2.1 Оцінка інженерно-геологічніх умов будмайданчика ……29
2.2.2 Збір навантажень, діючих на фундамент …… 33
2.2.3 Визначення глибини закладання фундаменту ……34
2.2.4 Визначення розмірів підошви фундаменту під середню стіну …… 35
2.2.5 Розрахунок основи під середньою стіною по деформаціям ……. 39
2.2.6 Розрахунок основи під крайньою стіною по деформаціям …….. 41
3 Розділ технології будівельного виробництва ……46
3.1 Технологія будівельних робіт …… 46
3.2 Вибір монтажного крану ……48
3.3 Розробка техкарти на влаштування паркетної підлоги ……51
4 Розділ організації будівельного виробництва ……58
4.1 Розробка календарного плану …….. 58
4.1.1 Загальні відомості ……..58
4.1.2 Визначення послідовності та тривалості робіт …….. 59
4.1.3 Підрахунок обсягів робіт ……60
4.2 Розробка будівельного генерального плану …… 62
4.2.1 Визначення кількості працюючих …….. 64
4.2.2 Розрахунок площ тимчасових складів ……66
4.2.2 Розрахунок площ тимчасових складів ……. 68
4.2.4 Розрахунок потреби у електроенергії ……69
4.2.5 Охорона оточуючого середовища …….. 69
Список використаної літератури …… 72

ВСТУП

В останні роки ставлення до життя за містом докорінно змінилося. По-перше, все більше людей почали розглядати життя за містом як відпустку. Іншими словами, головним у сільському житті було насолода землею, природою та відпочинок від міської метушні.

Раніше лише еліта, маючи від 15 соток до одного гектара землі, могла дозволити собі розкіш відпочинку за містом, багато в чому схожого на дачне життя, яке вели міські жителі на початку 20 століття.

Більшість населення володіла земельними ділянками площею до 6 гектарів, призначеними для вирощування овочів та забезпечення додатковими продуктами харчування.

Цікаво, що практика володіння невеликими ділянками для ведення натурального господарства не є поодинокою. Така ж практика присутня в Данії та Австрії, і в цих країнах паї мають ще меншу площу – близько 4 гектарів.

Сьогодні майже кожен може дозволити собі мати більшу земельну ділянку, з усіма необхідними комунікаціями, і не для вирощування картоплі, а для комфортного відпочинку за містом у будь-яку пору року.

Це пов'язано з ще однією суттєвою зміною статусу заміського житла – воно використовується не лише у вихідні та святкові дні, а й для постійного проживання.

Раніше дуже мало міських жителів мали досвід проживання за межами міста цілий рік – виїзд з міста зазвичай був сезонним, у теплу пору року.

Сьогодні кількість мешканців за межами міста різко зросла, і йдеться про людей різного віку та соціального статусу, особливо в мегаполісах, таких як Київ.

Це й люди похилого віку, які орендують квартири в місті, віддаючи перевагу життю ближче до природи, і нещодавно сформована, але вже велика, група тих, хто у них працює.

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

У відповідності до завдання на дипломне проектування розроблено проект на будівництво двоповерхового індивідуального будинку-котеджу у Херсонській області.

За капітальністю будівля відноситься до другого класу.

Має другий ступінь вогнестійкості та довговічності.

Орієнтовний термін служби будівлі становить 100 років.

Зона будівництва належить до підрайону IIIB та кліматичного регіону III, снігового регіону I та вітрового регіону IV.

Кліматичні умови району:

- середня температура найбільш холодної доби –19°С;
- середня температура найбільш холодних 5 діб –23°С;
- нормальна глибина промерзання грунту – 0,8 м.;
- вага снігового покрову – 0,80 кПа.

Температура зовнішнього повітря:

- середньорічна – +9,8 °С;
- мінімальна – мінус 32 °С;
- максимальна – + 39 °С;
- середня максимальна найбільш холодного місяця – мінус 29,4 °С.

Таблиця 1.1 – Середня температура по місяцям

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
- 3.2	- 2.6	2.2	9.3	16.2	20	23	21.9	16.8	10.5	4.1	- 0.8

Таблиця 1.2 – Напрямок, [%] та швидкість вітру [м/с] (у чисельнику і знаменнику, відповідно)

Місяць	Пн	Пн-Сх	Сх	Пд-Сх	Пд	Пд-Зх	Зх	Пн-Зх	Штиль
Січень	16 5,4	23 6,2	27 5,9	12 4,1	7 3,6	7 4,0	8 4,4	10 4,8	12
Липень	22 4,1	14 4,0	9 3,6	5 3,2	7 2,0	18 3,3	10 3,5	15 4,1	14

1.1 Генеральний план

У генеральному плані прив’язка, транспортні та пішохідні зв'язки, озеленення та розташування малих архітектурних форм вирішуються з урахуванням існуючої забудови та інженерних мереж.

Земельна ділянка призначена для будівництва та розташована поблизу дороги, що забезпечує зручне транспортне сполучення між об'єктом, що будується, та інфраструктурою міста.

Для забезпечення безперешкодного проїзду пожежних машин навколо запланованої будівлі було побудовано проходи стандартної ширини дороги. Ці ж проходи також служать для транспортування вантажів до зони розвантаження.

Всі запроектовані пішохідні доріжки вимощені. Під'їзні шляхи та тротуари виготовлені з фігурної тротуарної плитки на цементно-піщаній основі.

Атмосферна та тала вода відводиться від будівлі вздовж передбаченої поверхні на прилеглі території та доріжки.

Благоустрій ділянки було виконано з дотриманням нормативних вимог та норм санітарної та пожежної безпеки. Ландшафтний дизайн включає листяні дерева, чагарники, газони тощо.

1.2 Архітектурно-будівельна частина

1.2.1 Об’ємно-планувальне рішення

Представлена житлова споруда являє собою гармонійно спроектовану двоповерхову будівлю, яка, незважаючи на відносно невелику площу, пропонує високий рівень комфорту, що дозволяє розмістити її на відносно невеликій ділянці.

У плані будівля має прямокутну форму, розміри в плані в осях 19×6,75 м. Висота першого та другого поверхів — 3 м.

Експлікація приміщень першого поверху показана в табл. 1.3, експлікація приміщень другого поверху відображена в табл. 1.4.

Конструктивна схема будівлі – будівля з несучими поздовжніми та поперечними стінами з покриттям зі збірних залізобетонних елементів.

Таблиця 1.3 – Експлікація приміщень першого поверху

Поз.	Найменування	Площа
1	Тамбур	2,8 м^2
2	Передпокій	8,3 м^2
3	Санвузол	2,7 м^2
4	Кладова	2,6 м^2
5	Котельня	5,7 м^2
6	Хол	12,2 м^2
7	Кухня	15,8 м^2
8	Вітальня	24,9 м^2
9	Гараж	21,8 м^2

Таблиця 1.4 – Експлікація приміщень другого поверху

Поз.	Найменування	Площа
10	Хол	9,1
11	Спальня	25,5
12	Гардеробна	2,8
13	Ванна	7,9
14	Спальня	12,2
15	Спальня	12,2
16	Балкон	6,8
17	Тераса	10,8
18	Кабінет	6,7

1.3 Архітектурно-конструктивна частина

1.3.1 Фундаменти

Фундаменти в даному проекті монолітні залізобетонні стрічкові.

Підошва з монолітного залізобетону марки М250.

Підошву заливати на підставу з утрамбованого щебня 200 мм.

Поверх підошви зводяться стіни фундаменту з піщано-цементних пустотних блоків.

Порожнечі армуються вертикальною арматурою 10 мм кроком 1000 мм і заливаються бетоном кл. С12/15.

Фундаменти ізолюються від наземних конструкцій гідроізоляційним шаром.

1.3.2 Теплотехнічний розрахунок огороджуючої конструкції стіни

Рівень вологості в будинку нормальний.

Проектна область належить до кліматичного підрегіону IIIВ, кліматичного району III.

Територія розташована в степовій зоні з помірно-континентальним кліматом.

Орієнтовна зимова температура навколишнього середовища -9°С.

Зовнішні стіни. Конструкція зовнішніх стін є багатошаровою.

Параметри мікроклімату в приміщенні:

Температура повітря в приміщенні становить 18°С.

Вологість внутрішнього повітря φ_A = 55 %.

Таблиця 1.5 – Розрахункові теплотехнічні показники шарів стіни

№ шару	Найменування матеріалу	Щільність, $\rho_0, кг/м^3$	Товщина δ, м	Коефіцієнт теплопровідності λ, $Вт/(м\cdot^0 С)$
1	Кладка з облицювальної цегли	1950	0,120	0.370
2	Кладка з газобетонних блоків	500	0,375	0,150

Розрахунок:

Опір теплосприйняттю для внутрішньої поверхні огороджуючої конструкції дорівнює:

$$R_B = 1/\alpha_B = 1/8.7 = 0.115\, м^{20}K/Вт,$$

де $\alpha_B = 8.7\, Вт/(м^{20}K)$ – коефіцієнт тепло сприйняття внутрішньої поверхні огороджуючої конструкції.

Опір тепловіддачі зовнішньої поверхні огороджуючої конструкції:

$R_H = 1/\alpha_H = 1/23.0 = 0.043\, м^{20}K/Вт$, де

$\alpha_з = 23\, Вт/(м^{20}K)$ – коефіцієнт тепловіддачі для зовнішньої поверхні огороджуючої конструкції.

$$R_K = \sum_{i=1}^{n=1} \delta/\lambda = \frac{0,120}{0,370} + \frac{0,375}{0,150} = 2,52\, м^{20}K/Вт.$$

Отже опір тепловіддачі зовнішньої стіни:

$$R_O = R_B + R_H + R_K = 0,115 + 0,043 + 2,52 = 2,658\ м^2\ {}^oK/Вт;$$

$$R_O = 2,658\, м^{20}K/Вт > R^н_O = 2,0\, м^{20}K/Вт.$$

Таким чином прийнятий варіант конструкції зовнішньої стіни за теплотехнічними нормами повністю задовольняє нормативний опір теплопередачі зовнішньої стіни визначений у відповідності до ДБН В.2.6-31:2006 «Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель».

1.3.3 Перекриття

В даному проекті передбачено влаштування збірних залізобетонних перекриттів з плит з круглими порожнинами, товщиною t = 220 мм.

Плити спираються на монолітний з/б пояс висотою перерізу 100 мм.

Таблиця 1.6 – Специфікація з/б виробів перекриття

Позн.	Розмір *b,* мм	Розмір *l,* мм	Розмір *h,* мм	Кількість, шт.
П-1	1500	6000	220	2
П-2	1200	6000	220	1
П-3	1500	3800	220	5
П-4	1200	3800	220	5
П-5	1000	3800	220	4
П-6	1200	2700	220	4

1.3.4 Підлоги

У цьому проекті влаштування ґрунту, визначення його видів та типів виконуються згідно з серією 2.144-1/8.

Прийом конструктивних елементів перекриттів також здійснюється відповідно до санітарно-гігієнічних норм, теплотехнічних норм та норм пожежної безпеки.

Як покриття для підлоги використовуються паркет та керамічна плитка. Перекриття між першим та другим поверхами побудовані з використанням пустотних плит товщиною 220 мм.

На плити укладається пінополістирол товщиною 20 мм і виконується бетонна стяжка товщиною 80 мм.

Окремо слід зазначити такі моменти:

Роботи по влаштуванню підлоги виконуються у відповідності до ДБН Д.2.4-7-2000 «Підлоги. Правила виробництва і приймання робіт».

У кімнатах зі сходами підлога має ухил у бік сходів.

Розмітка підлоги у ванних кімнатах та на сходових клітках повинна бути на 20 мм нижче рівня підлоги та спрямована в бік організованого потоку рідини.

Підлогове покриття слід встановлювати лише після монтажу внутрішніх мереж та технічних комунікацій, прокладених відповідно до окремих розділів проекту.

1.3.5 Вікна та двері

Зовнішні двері металеві, утеплені та оснащені 2 замками.

Петлі повинні забезпечувати відкриття дверей на 90°.

Пороги покриті оцинкованим листовим металом. Замки, ручки та петлі виготовлені з матового металу.

Двері котельні оснащені вентиляційними решітками 140×210 мм.

Міжкімнатні двері – це щитові двері. Ці двері не мають порога та мають зазор 10 мм, що забезпечує нормальний повітрообмін у кімнатах.

Двері у ванну кімнату та інші туалети обладнані вентиляційними решітками внизу.

Вікна з пластиковими рамами, засклені потрійним склопакетом. Вікна виготовлені з можливістю мікропровітрювання.

Проміжки між дверними рамами, вікнами та стінами заповнені монтажною піною. Доступ на горище здійснюється через люк розміром 600x800 мм, розташований у холі другого поверху.

Кріплення вікон та зовнішніх дверей повинно бути стійким до корозії.

1.3.6 Покрівля

Ухил покрівлі за всім обсягом будівлі складає 20°. Покрівля спирається на дерев'яні крокви перерізом 50×200 мм та ухилом 600 мм.

Крокви спираються на дерев'яні балки стелі другого поверху 50×200 мм. Балки спираються на мауерлат 75×200 мм.

Мауерлат кріпиться до монолітного поясу за допомогою клинових анкерів М12, встановлених з кроком 1000 мм.

Крокви кріпляться до мауерлату та один до одного за допомогою металевих монтажних кутників 75х75х75 мм. Для кращої підтримки балок перекриття мауерлата в балках робиться «зуб».

Всі дерев'яні деталі повинні бути ізольовані від кам'яних поверхонь.

По всій поверхні крокв укладається покрівельна мембрана.

До кроквяних ніг за допомогою оцинкованих шурупів Ø3,5 l = 100 мм кріпиться планка з дошок товщиною 25 мм.

На планки укладається панель Osb3 товщиною 12 мм.

Для доступу на горище в стелі другого поверху встановлено люк розміром 600×1200 мм з висувною драбиною.

1.3.7 Зовнішнє оздоблення

Цокольний поверх будівлі являє собою несучу фундаментну стіну з пустотілих блоків з декоративною поверхнею. В оздобленні зовнішніх стін використовується облицювальна цегла. Покрівельний матеріал – гнучка бітумна черепиця.

Водостічна система виготовлена з жерсті. Вітрозахисні короби мають колір, подібний до кольору даху. Вікна – коричневі ПВХ-рами з потрійним склопакетом. Зовнішні двері – утеплені металеві. Підвіконня виготовлені з листового металу того ж кольору, що й віконні рами.

1.3.8 Внутрішнє оздоблення

Газобетонні стіни покриваються фарбою, шпалерами або керамічною плиткою. Оброблені поверхні повинні бути без будь-яких видимих дефектів.

Стелі вирівнюють, стики пустотілих плит покривають фуговальною тканиною та мастикою, потім стелі фарбують.

У вологих приміщеннях гіпсокартонні стелі перед обробкою покривають вологозахистом.

Підлоги вітальні, спалень, кухні та коридорів вкриті паркетом.

В інших кімнатах підлога викладена керамічною плиткою.

1.4 Інженерні комунікації та обладнання

1.4.1 Водопостачання

Труби системи водопостачання та циркуляції багатошарові.

Живлення змішувачів у стінових нішах забезпечується з труб, прокладених у шарі підлоги.

Монтаж системи з багатошарових труб типу Pe/a1/pe – системи UNIPIPE має бути здійснений на підставі технічної документації.

Під час виконання робіт необхідно дотримуватися загальних технічних умов монтажу.

1.4.2 Каналізація

Каналізаційна система складається з полівінілхлоридних труб, з'єднаних гумовими муфтами. Каналізаційний стояк виведений на поверхню даху та оснащений вентиляційним ковпаком.

1.4.3 Електропостачання та електрообладнання

Електричний щит групи розташований у котельні. Груповий щит підключається до вхідного щита за допомогою кабелю перерізом 4×6 мм^2.

Поставляється настінна групова панель з прозорими дверцятами,

придатна для монтажу пристроїв на шині типу Din35.

Передбачено такі канали:

- освітлення приміщень – виконати за допомогою дроту 3×1,5 мм^2;
- живлення однофазних штепсельних розеток – виконати за допомогою дроту 3×2,5 мм^2;
- живлення 3-фазної штепсельної розетки опалювального казана – виконати за допомогою дроту 5×4 мм^2.

Проводи прокладаються в перекриттях у металевій гільзі для захисту від можливих механічних пошкоджень.

Для встановлення вимикачів та розеток, розташованих зовні будівлі, а також розеток, вимикачів та розеток, розташованих у гаражі, котельні та ванних кімнатах, рекомендується водонепроникний монтаж.

У вологих приміщеннях використовуйте розетки зі ступенем захисту IP44.

Рекомендується встановлювати подвійні розетки.

Розетки у ванних кімнатах, а також вимикачі у всіх кімнатах, повинні бути розміщені на висоті 1,4 м від підлоги, інші розетки - на висоті 0,2 м від підлоги.

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Проектування і розрахунок плити перекриття

2.1.1. Розрахункові навантаження

Визначаємо розрахунковий проліт плити:

$$l_0 = l_1 - \Delta = 3{,}8 - 0{,}125 \cdot 2 = 3{,}55 \text{ м} \qquad (1.1)$$

Підрахунок навантажень на плиту ведемо у табличній формі.

Таблиця 2.1 – Збір навантажень на плиту перекриття

Вид навантаження	Експлуата-ційно-розрах. навантаж., кН/м^2	Коефіцієнт надійності по навантажен-ню	Граничне розрахунко-ве навант., кН/м^2
Постійне			
1. Власна вага плити	3	1,1	3,3
2. Конструкція підлоги: Керамічна плитка 0,01м Цементно-піщана стяжка 0,03м	0,22 0,63	1,1 1,1	0,242 0,693
Звукоізоляція	0,28	1,3	0,364
Всього	$q^n = 4{,}13$		$q = 4{,}599$
Тимчасове навантаження	1,5	1,3	2,34
Тривале	1,5	1,3	1,95
Короткочасне	0,3	1,3	0,39
Повне	5,93		6,939
Постійне + Тривале	5,63		6,549

Ведемо розрахунок плити перекриття ПК38-12-8.

На один метр плити шириною 1,2 м діють слідуючі навантаження з врахуванням коефіцієнта надійності за призначенням (0,95):

1. Повне нормативне навантаження:

$$q^n = (q^n + p^n) \cdot b_0 \cdot \gamma_n = 5{,}93 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}95 = 6{,}76 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad (1.2)$$

2. Постійне + тривале нормативне навантаження:

$$\boldsymbol{q^n_{ed} = \left(q^n + p^n_{ed}\right) \cdot b_0 \cdot \gamma_n = 5{,}63 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}95 = 6{,}418 \frac{\text{кН}}{\text{м}}} \quad (\mathbf{1.3})$$

3. Повне розрахункове навантаження:

$$q = (q + p) \cdot b_0 \cdot \gamma_n = 6{,}939 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}95 = 7{,}91 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \quad (1.4)$$

2.1.2 Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень

Плиту перекриття розраховують як одно пролітну вільно оперту балку, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням.

Знаходимо розрахунковий згинальний момент і поперечну силу від повного граничного розрахункового навантаження:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{7{,}91 \cdot 3{,}55^2}{8} = 12{,}46 \text{ кНм} \quad (2.1)$$

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{7{,}91 \cdot 3{,}55}{2} = 14{,}04 \text{ кНм} \quad (2.2)$$

Розрахунковий згинаючий момент від постійного та тривалого нормативного навантаження:

$$\boldsymbol{M^n_{ed} = \frac{q^n_{ed} \cdot l_0^2}{8} = \frac{6{,}418 \cdot 3{,}55^2}{8} = 10{,}11} \text{ кНм} \quad (\mathbf{2.3})$$

Момент від повного нормативного навантаження:

$$\text{М}^{\boldsymbol{n}} = \boldsymbol{\frac{q^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{6{,}76 \cdot 3{,}55^2}{8} = 10{,}65} \text{ кНм} \quad (\mathbf{2.4})$$

2.1.3 Вибір розмірів поперечного перерізу

Висота перерізу плити:

$$h_{\text{п}} = \frac{1}{30} \cdot l_0 = \frac{1}{30} \cdot 3{,}55 = 0{,}12 \text{ м} \quad (3.1)$$

$$h'_f = h_f = 0.03 \text{ м} \quad h_{\text{п}} = 0{,}03 \times 2 + 0.159 = 0.219\text{м} \quad (3.2)$$

Приймаємо $h_{\text{п}} = 0{,}22$ м.

Проектуємо плиту шестипустотною.

Визначаємо робочу висоту перерізу плити:

$$h_0 = h_{\text{п}} - a = 0{,}22 - 0{,}03 = 0{,}19 \text{ м} \quad (3.3)$$

Визначаємо ширину верхньої полки:

$$b'_f = b_n - 0{,}03 = 1{,}5 - 0{,}01 = 1{,}49 \text{ м} \quad (3.4)$$

Ширина нижньої полки для пустотної плити:

$$b_f = b_n + 0{,}03 = 1{,}5 + 0{,}03 = 1{,}53 \text{ м} \quad (3.5)$$

2.1.4Характеристики міцності бетону та арматури

Характеристики міцності бетону та арматури зводимо у табл. 2.2.

Таблиця 2.2 – Характеристики міцності бетону та арматури

Найменування матеріалу	Клас	Розрахунковий опір МПа			Нормативний опір стиску, МПа	Коефіцієнт умов роботи	Початковий модуль пруж-ності, МПа
		стискання	розтяг				
			поперечний	поздовжній			
Бетон	В20	11,5	-	0,9	15	0,9	27·103
Арматур-на сітка	Вр-I	360	260	360	395	1	17·104
Робоча арматура	А-II	280	225	280	295	1	21·104

2.1.5 Розрахунок міцності плити по перерізу нормальному до поздовжньої осі

Дійсні перерізи плит приводимо до розрахункових:

$b = \acute{b}_f - 0{,}9dn$ (5.1)

$b = 1.49 - 0.9 \times 0.159 \times 6 = 0.49$м ;

$h_f' = h_f = 0{,}5\left(h_p - 0{,}9d\right) = 0{,}5(0{,}22 - 0{,}9 \times 0{,}159) = 0{,}039$м (5.2)

Визначаємо максимальний згинаючий момент, який може сприймати полка:

$$\text{M} \le R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot \left(h_0 - 0{,}5 \cdot h_f'\right) \quad (5.3)$$

де M – момент від граничного розрахункового навантаження.

$$11{,}5 \cdot 10^3 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}49 \cdot 0{,}039 \cdot (0{,}19 - 0{,}5 \cdot 0{,}039) = 102{,}54 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$12{,}46 \text{ кН} \cdot \text{м} < 102{,}545 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Умова виконується, з цього випливає, що нейтральна вісь проходить у полці, розрахунок ведемо, як для прямокутного перерізу.

Необхідно розрахувати переріз арматури.

Для цього виразимо коефіцієнт A_0 із формули:

$$\text{M} = \text{A}_0 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f' \cdot h_0^2 \quad (5.4)$$

$$\text{A}_0 = \frac{\text{M}}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{12{,}46}{11500 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}49 \cdot 0,19^2} = 0{,}022 \quad (5.5)$$

Необхідно перевірити умову:

$$\xi \le \xi_R \quad (5.6)$$

Визначаємо граничне значення відносно стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SCU}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)} \quad (5.7)$$

де ω – характеристика деформаційних властивостей бетона;

$$\omega = \alpha_1 - 0{,}008 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \quad (5.8)$$

де α_1 – коефіцієнт залежно від виду бетону. Для тяжкого бетону

$\alpha_1 = 0{,}85$.

$\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 11{,}5 \cdot 0{,}9 = 0{,}76,$

σ_{SR} – напруження у арматурі;

σ_{SCU} – граничне напруження у арматурі у стиснутій зоні. Приймаємо в залежності від коефіцієнта γ_{b2}. Так як $\gamma_{b2} = 0{,}9$, то $\sigma_{SCU} = 500$МПа.

$$\xi_R = \frac{0{,}76}{1 + \frac{280}{500} \cdot \left(1 - \frac{0{,}76}{1{,}1}\right)} = 0{,}647$$

Перевіряємо умову:

$$\mathrm{A}_0 \leq \mathrm{A}_R \tag{5.9}$$

$$\mathrm{A}_R = \xi_R \cdot (1 - 0{,}5 \cdot \xi_R) = 0{,}647 \cdot (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}647) = 0{,}437 \tag{5.10}$$

$0{,}058 \leq 0{,}437.$

Умова (5.9) виконується. Із значення A_0, по таблиці 5.1 П.Ф. Вахненко «Залізобетонні конструкції» ст.102, визначаємо значення коефіцієнта η :

$\eta = 0{,}97$.

Розраховуємо необхідну площу арматури:

$$\mathrm{A}_S = \frac{M}{h_0 \cdot R_S \cdot \eta} = \frac{12{,}46}{0{,}19 \cdot 280000 \cdot 0{,}97} = 2{,}41 \cdot 10^{-4}\text{м}^2 \tag{5.11}$$

Приймаємо арматуру згідно сортаменту А-II Ø12, $\mathrm{A}_{S\phi} = 3{,}39 \cdot 10^{-4}\text{м}^2$, для арматурної сітки приймаємо Вр-I Ø4.

2.1.6 Розрахунок на міцність по похилим перерізам

Перевіряємо необхідність установлення поперечної арматури:

$$Q \leq Q_{\text{в}} + Q_{S\omega} + Q_{S,inc} \tag{6.1}$$

$Q_{\text{в}}$ – поперечна сила, що сприймається бетоном;

$Q_{S\omega}$ – поперечна сила, що сприймається відгибами;

$Q_{S,inc}$ – поперечна сила, що сприймається хомутами.

Визначаємо поперечну силу, що сприймається бетоном:

$$Q_{\text{в}} = \frac{\varphi_{b2} \cdot \left(1 + \varphi_f + \varphi_n\right) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \tag{6.2}$$

де φ_{b2} – коефіцієнт залежний від виду бетону. Для тяжкого бетону $\varphi_{b2} = 2$;

φ_f – коефіцієнт враховуючий вплив звісу стиснутої полки.

$$\varphi_f = (n+1) \cdot \frac{\left(b_f' - b\right) \cdot h_f'}{b \cdot h_0} \tag{6.3}$$

Повинна виконуватися умова:

$$b_f' \leq b + 3h_f' \tag{6.4}$$

$$1{,}49 \nleq 0{,}49 + 3 \cdot 0{,}039 = 0{,}607$$

Умова (6.4) не виконується, тому в розрахунках приймаємо:

$b_f' = 0{,}607$;

$$\varphi_f = (7+1) \cdot \frac{(0{,}607 - 0{,}49) \cdot 0{,}039}{0{,}49 \cdot 0{,}19} = 0{,}294$$

Приймаємо $\varphi_f = 0{,}294$

$\varphi_n = 0$ – коефіцієнт враховуючий поздовжні сили;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону стисненню;

с – довжина проекції похилого перерізу на поздовжню вісь.

$$\text{с} = \frac{\varphi_{b2} \cdot \left(1 + \varphi_f + \varphi_n\right) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{0{,}5 \cdot Q}$$

$$= \frac{2 \cdot (1 + 0{,}294) \cdot 900 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}49 \cdot 0{,}19^2}{0{,}5 \cdot 14{,}04} = 5{,}28 \text{ м} \tag{6.5}$$

Необхідно перевірити умову:

$$\text{с} \leq 2h_0 \tag{6.6}$$

$5{,}28 \nleq 2 \cdot 0{,}19 = 0{,}38.$

Так як умова (6.6) не виконується, приймаємо $\text{с} = 0{,}38$.

$Q_{\text{в}} = \frac{2 \cdot (1+0{,}294) \cdot 900 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}49 \cdot 0{,}19^2}{0{,}38} = 97{,}58$ кН,

$97{,}58$ кН $> 14{,}04$ кН.

Поперечна сила, яка сприймається бетоном вище ніж поперечна сила заданого навантаження на плиту. Звідси випливає, що поперечна арматура не потрібна. Встановлюємо арматуру по конструктивним вимогам. Приймаємо арматуру А-I Ø8 мм.

$S \leq \frac{h}{2}$ $S \leq 0{,}15$ $S \leq \frac{0.22}{2} = 0{,}11$.

Отже приймаємо $S = 0{,}1$м.

2.1.7 Розрахунок по другій групі граничних станів, по утворенню тріщин

Визначаємо момент тріщиноутворення

$\mathrm{M}^n \leq \mathrm{M}_{csc}$ (7.1).

$\mathrm{M}_{csc} = R_{bt\,ser} \cdot W_{pl}$ (7.2),

де W_{pl} - момент опору перерізу панелі.

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} \quad (7.3)$$

де γ – коефіцієнт враховуючий вплив неупругих деформацій. Для пустотної панелі $\gamma = 1{,}5$.

W_{red} – упругий момент опору приведеного перерізу;

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} \quad (7.4)$$

де y_0 – відстань від центра ваги приведеного перерізу до нижньої грані плити.

$$y_0 = \frac{b_f' \cdot h_f' \left(h_n - \frac{h_f'}{2}\right) + \left(h_n - 2h_f'\right) \cdot b \cdot \frac{h_n}{2} + \frac{b_f \cdot h_f^2}{2} + \alpha \cdot A_{s\phi} \cdot a}{b_f' \cdot h_f' + \left(h_n - 2h_f'\right) \cdot b + b_f \cdot h_f + \alpha \cdot A_{s\phi}} \quad (7.5)$$

де α – коефіцієнт приведення,

$$\alpha = \frac{\mathrm{E}_s}{\mathrm{E}_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{27 \cdot 10^3} = 7{,}78 \quad (7.6)$$

$A_{s\phi}$ – площа арматури по нормальному перерізу;

a – захисний шар по нижній грані плити. $a = 0{,}02$ м.

I_{red} – момент інерції приведеного перерізу:

$$I_{red} = \frac{b_f' \cdot h_f'^3}{12} + \left(h_n - \frac{h_f'}{2} - y_0\right)^2 \cdot b_f' \cdot h_f' + \frac{b \cdot \left(h_n - 2h_f'\right)^3}{12} + \left(h_n - 2h_f'\right) \cdot b$$

$$\cdot \left(\frac{h_n}{2} - y_0\right)^2 + b_f \cdot h_f \cdot \left(\frac{h_f}{2} - y_0\right)^2 + \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + \alpha \cdot A_{s\phi} \cdot (a - y_0)^2$$

$$= \frac{1{,}49 \cdot 0{,}039^3}{12} +$$

$$\left(0{,}22 - \frac{0{,}039}{2} - 0{,}107\right)^2 \cdot 1{,}49 \cdot 0{,}039 + \frac{0{,}49 \cdot (0{,}22 - 2 \cdot 0{,}039)^3}{12}$$

$$+ (0{,}22 - 2 \cdot 0{,}039) \cdot 0{,}49$$

$$\cdot ((0{,}22 - 2 \cdot 0{,}039) \cdot 0{,}5 + 0{,}03 - 0{,}107)^2 + 1{,}53 \cdot 0{,}03$$

$$\cdot \left(\frac{0{,}039}{2} - 0{,}107\right)^2 + \frac{1{,}53 \cdot 0{,}039^3}{12} + 7{,}78 \cdot 6{,}79 \cdot 10^{-4}$$

$$\cdot (0{,}03 - 0{,}107)^2 = 0{,}001029\text{м}^4 \qquad (7.7)$$

Тоді: $\mathrm{M}_{csc} = R_{bt\,ser} \cdot \gamma \cdot \frac{I_{red}}{y_0} = 1400 \cdot 1{,}5 \cdot \frac{0{,}001}{0{,}107} = 20{,}16\ \text{кН} \cdot \text{м}$ (7.8)

$$10{,}65\ \text{кН} \cdot \text{м} \leq 20{,}16\text{кН} \cdot \text{м}$$

Умова виконується.

2.1.8 Розрахунок прогинів плити перекриття

Повний прогин для елемента з тріщинами:

$$f_{tot} = f_1 - f_2 + f_3 \qquad (8.1)$$

де f_1 – значення прогину від нетривалої дії усього навантаження;

f_2 – значення прогину від нетривалої дії постійного та тривалого навантаження;

f_3 – значення прогину від постійної дії постійного та тривалого навантаження.

Значення прогину знаходимо за формулою:

$$f = S \cdot l_0^2 \cdot \frac{1}{r} \qquad (8.2)$$

де S – коефіцієнт враховуючий вид навантаження та схему завантажен-

ня; для рівномірно завантаженої, вільно опертої плити $S = \frac{5}{48}$;

l_0 – розрахункова довжина плити;

r – кривизна елемента.

$$\frac{1}{r} = \frac{\text{M}}{h_0 \cdot z_1}\left[\frac{\psi_b}{\left(\varphi_f' + \xi\right) \cdot \nu \cdot E_b \cdot b \cdot h_0} + \frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{s\phi}}\right] \quad (8.3)$$

де ν – коефіцієнт характеризуючий упругопластичний стан бетону у стиснутій зоні. $\nu = 0{,}45$;

ψ_b – коефіцієнт враховуючий нерівномірність розподілення деформацій крайнього стиснутого волокна бетону по довжині з тріщинами і приймається рівним: для тяжкого бетону 0,9;

ψ_s – коефіцієнт враховуючий роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами.

$$\psi_s = 1{,}25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m \leq 1 \quad (8.4)$$

де φ_{ls} - коефіцієнт враховуючий вплив тривалої дії навантаження;

при короткотривалій дії навантаження $\varphi_{ls} = 1{,}1$;

при тривалій дії навантаження $\varphi_{ls} = 0{,}8$;

$$\varphi_m = \frac{R_{bt\,ser} \cdot W_{pl}}{\text{M}} \quad (8.5)$$

Розрахуємо значення прогину від нетривалої дії усього навантаження:

$$\varphi_{m1} = \frac{1400 \cdot 0{,}0144}{12{,}46} = 0{,}72$$

$$\psi_{s1} = 1{,}25 - 1{,}1 \cdot 0{,}72 = 0{,}46 \leq 1,$$

$$\frac{1}{r_1} = \frac{12{,}46}{0{,}19 \cdot 0{,}177} \cdot \left[\frac{0{,}46}{21 \cdot 10^4 \cdot 10^3 \cdot 7{,}69 \cdot 10^{-4}} + \frac{0{,}9}{0{,}135 \cdot 0{,}19 \cdot 1{,}49 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 0{,}45}\right] = 0{,}0017\frac{1}{\text{м}}$$

Тоді прогин від недовготривалої дії усього навантаження складатиме:

$$f_1 = \frac{5}{48} \cdot 5{,}15^2 \cdot 0{,}0017 = 0{,}0047 \text{ м}$$

Розрахуємо значення прогину від недовготривалої дії постійного і дов-

готривалого навантаження:

$$\varphi_{m2} = \frac{1400 \cdot 0{,}0144}{10{,}11} = 0{,}76$$

$$\psi_{s2} = 1{,}25 - 1{,}1 \cdot 0{,}76 = 0{,}416 \leq 1$$

$$\frac{1}{r_2} = \frac{12{,}46}{0{,}19 \cdot 0{,}177} \cdot \left[\frac{0{,}416}{21 \cdot 10^4 \cdot 10^3 \cdot 7{,}69 \cdot 10^{-4}} + \frac{0{,}9}{0{,}135 \cdot 0{,}19 \cdot 1{,}49 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 0{,}45}\right] = 0{,}0016\frac{1}{\text{м}}$$

Тоді прогин від недовготривалої дії постійного і довготривалого навантаження складатиме:

$$f_2 = \frac{5}{48} \cdot 5{,}15^2 \cdot 0{,}0016 = 0{,}0046 \text{ м};$$

$$\psi_{s3} = 1{,}25 - 0{,}8 \cdot 0{,}76 = 0{,}6548 \leq 1;$$

$$\frac{1}{r_3} = \frac{12{,}46}{0{,}19 \cdot 0{,}177} \cdot \left[\frac{0{,}6548}{21 \cdot 10^4 \cdot 10^3 \cdot 7{,}69 \cdot 10^{-4}} + \frac{0{,}9}{0{,}135 \cdot 0{,}19 \cdot 1{,}49 \cdot 27 \cdot 10^6 \cdot 0{,}15}\right] = 0{,}00219\frac{1}{\text{м}}$$

Тоді прогин від постійної дії постійного тривалого навантаження складатиме :

$$f_3 = \frac{5}{48} \cdot 5{,}15^2 \cdot 0{,}00219 = 0{,}006 \text{ м}$$

Визначаємо повний прогин згідно умови (8.1):

$f_{tot} = 0{,}0047 - 0{,}0046 + 0{,}006 = 0{,}0061$ м $\leq 0{,}027$ м.

Умова виконується, отже прийнятий переріз плити та армування задовольняє вимогам по I та II групі граничних станів.

$(f_{tot}) = \frac{5{,}4}{200}$ 0,0061<0,027 умова виконується.

2.1.9 Розрахунок плити на монтажні навантаження

Визначаємо розрахункове навантаження від власної ваги плити:

$$q = K_d \cdot \gamma_f \cdot g \cdot b'_f \quad (9.1)$$

де g – власна вага плити;

b'_f - конструктивна ширина плити;

K_d – коефіцієнт динамічності. $K_d = 1{,}4$;

$g = h_{red} \times p = 0{,}11 \times 25000 = 2750$ Н/м^2,

$q = 1{,}4 \times 1{,}1 \times 2750 \times 1{,}49 = 6310{,}15$ Н/м.

2.2 Розрахунок фундаментів

2.2.1 Оцінка інженерно-геологічних умов буд. майданчика

Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика виконується з ціллю визначення несучого шару основи, у відповідності з заданим інженерно-геологічним розрізом.

1. Грунтово-рослинний шар.

Грунт видаляється повністю.

2. Суглинок жовто-бурий.

Питома вага сухого ґрунту - це питома вага ґрунту, в порах якого відсутня вода.

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \mathrm{W}} = \frac{1{,}78}{1 + 0{,}19} = 1{,}5 \frac{\text{г}}{\text{см}^3};$$

Коефіцієнт пористості – відношення об’єму пор в ґрунті до об’єму твердих часток.

$$\mathrm{e} = \frac{\gamma_\mathrm{s}}{\gamma} \cdot (1 + \mathrm{W}) - 1 = \frac{2{,}68}{1{,}78} \cdot (1 + 0{,}19) - 1 = 0{,}79;$$

За таблицею 7[7] визначаємо тип ґрунту за щільністю складення.

e = 0.79 – ґрунт середньої щільності.

Пористість ґрунту – відношення об’єму пор до загального об’єму ґрунту.

$$\mathrm{n} = \frac{\mathrm{e}}{1 + \mathrm{e}} \cdot 100\% = \frac{0{,}79}{1 + 0{,}79} = 44\%;$$

Повна вологоємність ґрунту. Вологість яка відповідає загальному заповненню під водою:

$$\mathrm{W_{sat}} = \frac{\mathrm{e} \cdot \gamma_\mathrm{W}}{\gamma_\mathrm{s}} = \frac{0{,}79 \cdot 1{,}0}{2{,}68} = 0{,}29;$$

$$\gamma_\mathrm{W} = 1 \frac{\text{т}}{\text{м}^3};$$

Ступінь вологості ґрунту – відношення об’єму води в порах до повного об’єму пор.

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_W} = \frac{0{,}19 \cdot 2{,}68}{0{,}79 \cdot 1{,}0} = 0{,}64;$$

За таблицею 8[7], визначаємо найменування ґрунту за ступеню вологості:

$S_r = 0{,}64$ – ґрунт вологий за ступеню вологості.

Уточнюємо вид глинистого ґрунту за числом пластичності:

$$I_p = W_L - W_P = 0{,}27 - 0{,}16 = 0{,}11;$$

За таблицею 13[7] уточнюємо вид глинистого ґрунту:

$I_p = 0{,}11$ – вид глинистого ґрунту – суглинок.

Показник консистенції – показник плинності ґрунту:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{0{,}19 - 0{,}16}{0{,}27 - 0{,}16} = 0{,}27;$$

За таблицею 14[7] визначаємо найменування ґрунту за показником консистенції:

$I_L = 0{,}27$ – за показником консистенції ґрунт напівтвердий.

Показник просадності.

Для ґрунтів зі ступенем вологості $S_r < 0{,}8$:

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0{,}72 - 0{,}79}{1 + 0{,}79} = -0{,}04;$$

e_L – коефіцієнт пористості, який відповідає вологості на межі плинності.

$$e_L = \frac{W_L \cdot \gamma_s}{\gamma_W} = \frac{0{,}27 \cdot 2{,}68}{1} = 0{,}72;$$

З умови просадності $I_{ss} < 0{,}1$; $0{,}01 < I_L < 0{,}1$; при $S_r < 0{,}8$, робимо висновок, що грунт просадний.

Визначення умовного розрахункового тиску га ґрунти основи (додаток Е, стор. 83[8]).

$$R_0 = 38{,}50 \text{ МПа};$$

Визначення нормативного значення питомого зчеплення C_H, кута внутрішнього тертя φ_n і модуля деформації E_0. .

$$C_H = 0{,}031 \text{ МПа};$$

$$\varphi_n = 24{,}00 \text{ град};$$

$$E_0 = 15{,}50 \text{ МПа};$$

Всі розрахунки по ґрунтах заносимо в табл. 2.3.

Таблиця 2.3 – Оцінка інженерно-геологічних умов будмайданчика.

№ п/п	Найменування	Основні фізичні характеристики			Границі плинності й пластичності				Похідні характеристики				Характеристики стискуваності й просаджуваності			Характеристики міцності		Умовний розрахунковий опір	Примітки
		γ_s, г/см^3	γ, г/см^3	W	W_L	W_p	I_p	I_L	γ_d, г/см^3	e	n	S_r	a	E_0, МПа	I_{ss}	C, МПа	φ, град	R_0, МПа	
1	Грунт.-рослинний шар	-	1,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Зрізається
2	Суглинок жовто-бурий	2,68	1,78	0,19	0,27	0,16	0,11	0,27	1,5	0,79	44%	0,64	0,009	15,50	-0,04	0,031	24,00	0,385	Суглинок напівтвердий
3	Суглинок буро-жовтий	2,67	1,7	0,13	0,28	0,16	0,12	-0,25	1,5	0,77	44 %	0,45	0,024	13,40	-0,017	0,022	22,00	0,390	Суглинок твердий
4	Лесс світло-жовтий	2,66	1,64	0,18	0,23	0,18	0,05	-0,6	1,34	0,98	49%	0,41	0,03	4,00	-0,19	0,008	25,00	0,300	Супісь тверда
5	Суглинок буро-жовтий	2,67	1,64	0,18	0,32	0,20	0,12	-0,17	1,39	0,92	48%	0,52	0,008	6,50	-0,04	0,019	20,60	0,360	Суглинок напівтвердий
6	Лесс світло-жовтий	2,66	1,55	0,15	0,25	0,20	0,05	-1,00	1,35	0,97	49%	0,41	0,02	4,00	-0,15	0,003	21,00	0,300	Супісь пластична

2.2.2 Збір навантажень, діючих на фундамент

Визначаємо розміри вантажної площі, для стін середнього ряду і стін крайнього ряду.

Стіни середнього ряду:

$$\psi_{n1}^{\text{серед.ряду}} = 0{,}4 + \frac{\psi_{A1} - 0{,}4}{\sqrt{n}} = 0{,}4 + \frac{0{,}84 - 0{,}4}{\sqrt{3}} = 0{,}65;$$

При розрахунку стін, що сприймають навантаження від одного перекриття, значення навантажень, наведені в табл. 6.2 [1], слід знижувати залежно від вантажної площі А елементів, що розраховуються, множенням на коефіцієнт сполучень, що дорівнює:

Стіни середнього ряду:

$$\psi_{A1}^{\text{серед.ряду}} = 0{,}4 + \frac{0{,}6}{\sqrt{A_1/A}} = 0{,}4 + \frac{0{,}6}{\sqrt{9/5}} = 0{,}84;$$

$n = 3$ – кількість перекриттів;

Дані зводимо в таблицю збору навантажень (табл. 2.4).

Згідно отриманих даних визначаємо поздовжні зусилля для стін крайнього і середнього ряду:

Стіни середнього ряду:

$$\mathbf{N}_{\text{сер.ряду}} = \left[\mathbf{Q}_{\text{розрах.}}^{\text{постійне}} + \mathbf{Q}_{\text{розрах.}}^{\text{тимчасове}} \cdot \mathbf{n} \cdot \boldsymbol{\psi}_{\mathbf{n1}}^{\text{серед.ряду}} + \mathbf{Q}_{\text{розрах.}}^{\text{снігове}}\right] \cdot \mathbf{A}_{\text{сер.}} + \mathbf{N}_{\text{стіни}} =$$

$$= [\mathbf{7,729} + \mathbf{2,57} \cdot \mathbf{3} \cdot \mathbf{0,65} + \mathbf{0,87}] \cdot \mathbf{5} + \mathbf{56,13} = \mathbf{126,36}\ \text{кН};$$

$\mathbf{n = 4}$ – кількість перекриттів;

$\boldsymbol{\psi}_{\mathbf{n1}}^{\text{серед.ряду}} = \mathbf{0,65}$ – коефіцієнт сполучень для середньої стіни;

$\boldsymbol{A}_{\text{сер}} = \mathbf{5,0}\ \text{м}^{\mathbf{2}}$ – вантажна площа середньої стіни;

Таблиця 2.4 – Збір навантажень на стіни крайнього та середнього ряду

Стіни середнього ряду				
№ п/п	Вид навантаження	Нормативне навантаження кН/м^2	Коефіці-єнт надій-ності	Розрахункове навантаження кН/м^2 ($Q_{розр}$)
Тимчасове навантаження				
1	Снігове навантаження $S_m=\gamma_d*S_0*C$	0,760	1,14	0,866
1.а	В горищних приміш. 70 кгс/м^2	0,700	1.1	0,77
Постійне навантаження (від покриття)				
2	Бітумна черепиця 3,6 кг/м^2	0,036	1,10	0,039
3	Лати з дошок 15 кг/м^2	0,150	1,10	0,165
4	Крокв'яна система 15 кг/м^2	0,150	1,10	0,165
5	Гідроізоляція 0,01 кН/м^3	0,010	1,10	0,011
6	Утеплювач 0,1м, 10 кН/м^3	0,100	1,30	0,13
7	Пароізоляція 0,2 кг/м^2	0,02	1,10	0,022
8	Плита перекриття 3 кН/м^2	3,000	1,10	3,300
Тимчасове навантаження (на перекриття)				
9	Навантаження на перекриття 150 кгс/м^2	1,500	1,20	1,800
Постійне навантаження (від перекриття та стін)				
10	Паркетна дошка 16 кг/м^2	0,16	1,30	0,21
11	Мастика клеюча 1,1 кг/м^2	0,011	1,30	0,014
12	Фанерна дошка 0,012м, 70кН/м^3	0,084	1,10	0,092
13	Лаги та Звукоізоляційний шар 0,03 м	0,2	1,30	0,26
14	Плита перекриття 3 кН/м^2	3,000	1,10	3,300
Сумарні навантаження на 1м^2 вантажної площі				
Ра-зом	Тимчасове навантаження	2,960		3,44
	Постійне навантаження	5,315		6,080
Постійне навантаження (від власної ваги стін)				
15	Від власної ваги стін 1200 кг/м^3	51,070 кН	1,10	56,170 кН

2.2.3 Визначення глибини закладання фундаменту

Нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту визначаємо за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{m_f} = 0{,}23 \cdot \sqrt{4{,}8} = 0{,}5 \text{ м};$$

d_0 – коефіцієнт який приймається для суглинків, дорівнює 0,23;

m_f – безрозмірний коефіцієнт який чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних температур за зиму в даному районі.

Приймається за [2]:

$$m_f = 3{,}0 + 1{,}8 = 4{,}8$$

Розрахункова глибина промерзання визначається за формулою:

$$d_f = d_{fn} \cdot K_П = 0{,}5 \cdot 0{,}5 = 0{,}28;$$

$K_П = 0{,}5$ – коефіцієнт теплового режиму будівлі (ст.49, додаток Г[7]).

Враховуючи наявність цокольного поверху, який заглиблений в грунт на 3,3 м, а також те, що фундамент має бути заглиблений в несучий шар ґрунту не менш, ніж на 20 см, приймаємо розрахункову глибину закладання фундаменту 3,8 м.

2.2.4 Визначення розмірів підошви фундаменту під середню стіну

Визначаємо площу стрічкового фундаменту для середньої стіни.

Площа підошви фундаменту A ($м^2$), при заданому розрахунковому опорі R_0 визначається за формулою:

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma_f \cdot d_f} = \frac{126{,}36}{390 - 20 \cdot 3{,}8} = 0{,}39 \text{ м}^2;$$

N – повне вертикальне навантаження;

R_0 – заданий розрахунковий опір ґрунту;

d_f – глибина закладання фундаменту;

$\gamma_f = 20 \text{ кН/м}^3$;

Ширина стрічкового фундаменту визначається за формулою $b = A/1$;

$b = 0{,}39$м;

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту з урахуванням ширини підошви і глибини закладення фундаменту+ (ст. 85, додаток Е [8]).

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_I \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}\right];$$

$\gamma_{c1} = 1{,}25,\ \gamma_{c2} = 1{,}1$ – коефіцієнти умов роботи, що приймають за таблицею Е.7[8];

k – коефіцієнт, що приймають $k = 1{,}1$, так як міцнісні характеристики ґрунту (φ і С) прийняті за таблицями В.1-В.2[8];

$M_\gamma = 0{,}61,\ M_q = 3{,}44,\ M_c = 6{,}04$ – коефіцієнти, що приймають за таблицею Е.8[8];

k_z – коефіцієнт, що приймають при b > 10 м – $k_z = \frac{Z_0}{b} + 0.2$;

$b = 0{,}39$ – ширина підошви фундаменту, м;

$$Z_0 = 0.8$$

$$k_z = \frac{0.8}{0.39} + 0.2 = 1{,}76$$

$\gamma_{II} = 17\ кН/м^3$ – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підошви фундаменту (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води), $кН/м^3$;

$\gamma'_{II} = 17\ кН/м^3$ – те саме, що залягають вище підошви;

$C_{II} = 22$ – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підошвою фундаменту, кПа;

$d_I = 0.54$ м – приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу.

$$d_I = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}}$$

$h_s = 0{,}20$ - товщина шару ґрунту вище підошви фундаменту з боку підвалу.

$h_{cf} = 0{,}24 -$ товщина конструкції підлоги підвалу.

$\gamma_{cf} = 24\ кН/м^2$ – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу

$d_b = 2{,}0$ м – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу. Для споруд з підвалом понад 2 м, приймається $d_b = 2{,}0$ м .

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1}[0,61 \cdot 1,49 \cdot 0,6 \cdot 17 + 3,44 \cdot 0,34 \cdot 17 + 2,44 \cdot 2,0 \cdot 17 + 6,04 \cdot 22] = 320,63 \text{ кПа};$$

Уточнюємо ширину фундаменту з урахуванням отриманого опору ґрунту:

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma_f \cdot d_f} = \frac{126,36}{320,63 - 20 \cdot 3.8} = 0,51;$$

Після декількох розрахунків, отримуємо остаточний опір ґрунту, і розміри стрічки фундаменту:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} \cdot [0,61 \cdot 1,49 \cdot 0,* \cdot 17 + 3,44 \cdot 0,34 \cdot 17 + 2,44 \cdot 2,0 \cdot 17 + 6,04 \cdot 22] = 321,72 \text{ кПа};$$

Приймаємо стрічку фундаменту шириною 0,8 м.

Виконуємо перевірку граничного тиску під підошвою фундаменту:

$$\sigma_{\substack{max \\ min}} = \frac{\sum N}{A} \pm \frac{\sum M}{W} \leq 1,2R;$$

$A = 0,8 м^2$ – площа фундаменту;

$R = 321,72$ кПа; – розрахунковий опір основи;

W – момент опору підошви фундаменту:

$$W = \frac{b^2 \cdot l}{6} = \frac{0,8^2 \cdot 1}{6} = 0,1 \text{ м}^3;$$

$\sum N$ – сума всіх проекцій зовнішніх сил на вертикальну вісь з урахуванням ваги фундаменту і ваги ґрунту на обрізах фундаменту:

$$\sum N = N + N_ф + N_{гр} = 126,36 + 6,6 + 2,04 = 135 \text{ кН};$$

$N = 126,36$ кН – повне вертикальне навантаження;

N_f – навантаження від власної ваги фундаменту:

$$N_f = b_f \cdot t_f \cdot 1м \cdot 25 \frac{кН}{м^3} \cdot 1,1 = 0,8 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 1,1 = 6,6 \text{ кН};$$

$N_{гр}$ – навантаження від ваги ґрунту на обрізах фундаменту:

$$N_{гр} = l_{обр} \cdot h_{обр} \cdot 1м \cdot \gamma'_{II} \cdot 2 = 0,2 \cdot 0,3 \cdot 17 \cdot 2 = 2,04 \text{ кН};$$

$\sum$M – момент від всіх зовнішніх сил відносно осі що проходить через центр фундаменту:

$$\sum \mathrm{M} = \sum \mathrm{N} \cdot \mathrm{e_a} = 126{,}36 \cdot 0{,}1 = 12{,}36\ \text{кН} \cdot \text{м};$$

$\mathrm{e_a} = 0{,}1$ – випадковий ексцентриситет;

Виконуємо перевірку умов роботи фундаменту:

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum \mathrm{N}}{\mathrm{A}} + \frac{\sum \mathrm{M}}{\mathrm{W}} = \frac{135}{0{,}8} + \frac{12{,}36}{0{,}1} = 295{,}05 \nleq 1{,}2\mathrm{R} = 386{,}04\ \text{кН/м}^2;$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum \mathrm{N}}{\mathrm{A}} - \frac{\sum \mathrm{M}}{\mathrm{W}} = \frac{135}{0{,}8} + \frac{12{,}36}{0{,}1} = 42{,}39 < 1{,}2R = 386{,}04\ \text{кН/м}^2;$$

Умова виконується – фундамент працює в нормальних умовах.

Визначаємо режим роботи фундаменту:

1. Для центрально-навантажених фундаментів:

$$\frac{\mathrm{R_1} - \sigma_{\text{сер}}}{\mathrm{R_1}} \cdot 100\% = \frac{321{,}72 - 168{,}75}{321{,}72}$$

$$= 47{,}00\% - \text{фундамент недовантажений};$$

2. Для позацентрово-навантажених фундаментів:

$$\frac{\boldsymbol{1{,}2R_1 - \sigma_{max}}}{\boldsymbol{1.2R_1}} \cdot \boldsymbol{100}\% = \frac{\boldsymbol{386{,}04 - 295{,}05}}{\boldsymbol{386{,}04}} =$$

$$= \boldsymbol{23{,}00}\% - \text{фундамент недовантажений};$$

Фундамент працює в недовантаженому режимі.

2.2.5 Розрахунок основи під середньою стіною по деформаціям

Виконуємо розрахунок основи фундаменту по деформаціям згідно п.7.6 і додатком Д [8].

$A_{п.о.} = 0{,}8$ м^2 – площа фундаменту;

Визначаємо напругу під підошвою фундаменту:

$$\sigma_{zp}^{під} = \frac{\sum N}{A_{п.о.}} = \frac{126{,}36}{1{,}0{,}8} = 157{,}95 \text{ кПа};$$

Визначаємо ефективну напругу під підошвою фундаменту:

$$\sigma_{еф} = p = \sigma_{zp}^{під} - d_f \cdot \gamma'_{II} = 157{,}95 - \frac{1{,}2 \cdot 17{,}8 + 2{,}6 \cdot 17{,}0}{3{,}8} \cdot 3{,}8 = 93{,}24 \text{ кПа};$$

Виконуємо побудову розрахункової схеми для визначення осадки фундаменту. Будуємо епюру природного тиску ґрунту σ_{zq} (рис. 2.3);

$$\sigma_{zq} = t_i \cdot \gamma_i;$$

t_i – потужність і-го шару ґрунту;

γ_i – об’ємна вага і-го шару ґрунту;

$\sigma_{zq1} = t_1 \cdot \gamma_1 = 0{,}80 \cdot 14{,}0 = 11{,}20$ кН;

$\sigma_{zq2} = t_2 \cdot \gamma_2 = 1{,}20 \cdot 17{,}8 = 21{,}36$ кН;

$\sigma_{zq3} = t_3 \cdot \gamma_3 = 8{,}00 \cdot 17 = 136{,}00$кН;

$\sigma_{zq4} = t_4 \cdot \gamma_4 = 9{,}00 \cdot 16{,}4 = 147{,}60$ кН;

$\sigma_{zq5} = t_5 \cdot \gamma_5 = 3{,}00 \cdot 16{,}4 = 49{,}2$ кН;

$\sigma_{zq6} = t_6 \cdot \gamma_6 = 2{,}80 \cdot 15{,}5 = 43{,}4$ кН;

Виконуємо побудову епюри $0{,}2\sigma_{zq}$.

$0{,}2\sigma_{zq1} = 2{,}24$ кН;

$0{,}2\sigma_{zq2} = 4{,}27$ кН;

$0{,}2\sigma_{zq3} = 27{,}20$ кН;

$0{,}2\sigma_{zq4} = 29{,}52$ кН;

$0{,}2\sigma_{zq5} = 9{,}84$ кН;

$0{,}2\sigma_{zq6} = 8{,}68$ кН;

Виконуємо побудову епюри додаткових напруг під підошвою фундаменту від зовнішнього навантаження. Відкладаємо $\sigma_{еф}$.

$$\sigma_{zpi} = \alpha_i \cdot \sigma_{еф};$$

α_i – коефіцієнт враховуючий величину затухання навантаження з глибиною.

Розбиваємо основу на елементарні прошарки потужністю $z_i \leq 0{,}4b$;

Приймаємо $z_i = 0{,}4$ м;

$$\zeta_i = \frac{2 \cdot z}{b};$$

z – глибина розрахункового шару;

b – ширина підошви фундаменту;

Визначення коефіцієнтів ζ_i, α_i, та додаткових напруг σ_{zpi}(кН):

$$\zeta_1 = \frac{2 \cdot 0{,}4}{0{,}8} = 1{,}00 \Longrightarrow \alpha_1 = 0{,}818; \Longrightarrow \sigma_{zp1} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_1 = 93{,}24 \cdot 0{,}818 = 76{,}27;$$

$$\zeta_2 = \frac{2 \cdot 0{,}4}{0{,}8} = 2{,}00 \Longrightarrow \alpha_2 = 0{,}550 \Longrightarrow \sigma_{zp2} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_2 = 93{,}24 \cdot 0{,}550 = 51{,}28;$$

$$\zeta_3 = \frac{2 \cdot 0{,}4}{0{,}8} = 3{,}00 \Longrightarrow \alpha_3 = 0{,}397 \Longrightarrow \sigma_{zp3} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_3 = 93{,}24 \cdot 0{,}397 = 37{,}01;$$

$$\zeta_4 = \frac{2 \cdot 0{,}4}{0{,}8} = 4{,}00 \Longrightarrow \alpha_4 = 0{,}306 \Longrightarrow \sigma_{zp4} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_4 = 93{,}24 \cdot 0{,}306 = 28{,}53;$$

$$\zeta_5 = \frac{2 \cdot 0{,}4}{0{,}8} = 5{,}00 \Longrightarrow \alpha_5 = 0{,}248 \Longrightarrow \sigma_{zp5} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_5 = 93{,}24 \cdot 0{,}248 = 23{,}17;$$

$$\zeta_6 = \frac{2 \cdot 0{,}4}{0{,}8} = 6{,}00 \Longrightarrow \alpha_6 = 0{,}208 \Longrightarrow \sigma_{zp6} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_6 = 93{,}24 \cdot 0{,}208 = 19{,}39;$$

Визначення осадок фундаменту

Осадка фундаменту: $S \leq S_u$;

S_u – допустима осадка будівлі або споруди (додаток И[8]);

$$S_i = \frac{\overline{\sigma}_{zpi} \cdot z_i \cdot 0{,}8}{E_0};$$

$\overline{\sigma}_{zpi}$ – середня напруга в і-му шарі ґрунту;

z_i – товщина і-го шару ґрунту;

E_0 – модуль деформації ґрунту;

$$S_1 = \frac{(\sigma_{еф} + \sigma_{zp1}) \cdot z_1 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(93{,}24 + 76{,}27) \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 13400} = 0{,}0020;$$

$$S_2 = \frac{(\sigma_{zp1} + \sigma_{zp2}) \cdot z_2 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(76{,}27 + 51{,}28) \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 13400} = 0{,}0015;$$

$$S_3 = \frac{(\sigma_{zp2} + \sigma_{zp3}) \cdot z_3 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(51{,}28 + 37{,}01) \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 13400} = 0{,}0011;$$

$$S_4 = \frac{(\sigma_{zp3} + \sigma_{zp4}) \cdot z_4 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(37{,}01 + 28{,}53) \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 13400} = 0{,}0008;$$

$$S_5 = \frac{(\sigma_{zp4} + \sigma_{zp5}) \cdot z_5 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(28{,}53 + 23{,}17) \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 13400} = 0{,}0006;$$

$$S_6 = \frac{(\sigma_{zp5} + \sigma_{zp6}) \cdot z_6 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(23{,}17 + 21{,}56) \cdot 0{,}1 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 13400} = 0{,}00015;$$

$$\sum S_i = 0{,}00615 \text{ м} = 0{,}65 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}.$$

Умова виконана.

2.2.6 Розрахунок основи під крайньою стіною по деформаціям

Виконуємо розрахунок основи фундаменту по деформаціям згідно п.7.6 і додатком Д [8].

$A_{п.о.} = 0{,}7 \text{ м}^2$ – площа фундаменту;

Визначаємо напругу під підошвою фундаменту:

$$\sigma_{zp}^{під} = \frac{\sum N}{A_{п.о.}} = \frac{90{,}29}{0{,}7} = 128{,}99 \text{ кПа};$$

Визначаємо ефективну напругу під підошвою фундаменту:

$$\sigma_{еф} = p = \sigma_{zp}^{під} - d_f \cdot \gamma'_{II} = 128{,}99 - 1 \cdot 15{,}1 = 113{,}9 \text{ кПа};$$

Виконуємо побудову розрахункової схеми для визначення осадки фундаменту. Будуємо епюру природного тиску ґрунту σ_{zq} (рис. 2.1):

$$\sigma_{zq} = t_i \cdot \gamma_i;$$

t_i – потужність і-го шару ґрунту;

γ_i – об’ємна вага і-го шару ґрунту;

$\sigma_{zq3} = t_3 \cdot \gamma_3 = 4{,}1 \cdot 15{,}1 = 61{,}91$ кН;

$\sigma_{zq4} = t_4 \cdot \gamma_4 = 4{,}5 \cdot 13{,}6 = 61{,}2$ кН;

$\sigma_{zq5} = t_5 \cdot \gamma_5 = 1{,}8 \cdot 13{,}9 = 25{,}02$ кН;

$\sigma'_{zq5} = t'_5 \cdot \gamma_{sw5} = 2{,}3 \cdot \frac{13{,}9 - 10}{1 + 0{,}93} = 2{,}3 \cdot 2{,}02 = 4{,}65$ кН;

$\sigma'_{zq6} = t_6 \cdot \gamma_{sw6} = 1{,}8 \cdot 1{,}77 = 3{,}19$ кН;

$\sigma'_{zq7} = t_7 \cdot \gamma_{sw7} = 1 \cdot 2{,}23 = 2{,}23$ кН;

Виконуємо побудову епюри $0{,}2\sigma_{zq}$:

$0{,}2\sigma_{zq3} = 12{,}38$ кН;

$0{,}2\sigma_{zq4} = 12{,}24$ кН;

$0{,}2\sigma_{zq5} = 5{,}00$ кН;

$0{,}2\sigma'_{zq5} = 0{,}93$ кН;

$0{,}2\sigma'_{zq6} = 0{,}64$ кН;

$0{,}2\sigma'_{zq7} = 0{,}45$ кН;

Виконуємо побудову епюри додаткових напруг під підошвою фундаменту від зовнішнього навантаження. Відкладаємо $\sigma_{еф}$.

$$\sigma_{zpi} = \alpha_i \cdot \sigma_{еф};$$

α_i – коефіцієнт враховуючий величину затухання навантаження з глибиною. Приймається за таблицею Д.1[8].

Розбиваємо основу на елементарні прошарки потужністю $z_i \leq 0{,}4b$;

Приймаємо $z_i = 0{,}32$ м;

$$\zeta_i = \frac{2 \cdot z}{b};$$

z – глибина розрахункового шару;

b – ширина підошви фундаменту;

Визначення коефіцієнтів ζ_i, α_i, та додаткових напруг σ_{zpi}(кН):

$$\zeta_1 = \frac{2 \cdot 0{,}32}{0{,}7} = 0{,}91 \Longrightarrow \alpha_1 = 0{,}846; \Longrightarrow \sigma_{zp1} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_1 = 113{,}9 \cdot 0{,}881 =$$

$$= 100{,}34;$$

$$\zeta_2 = \frac{2 \cdot 0{,}64}{0{,}7} = 1{,}83 \Longrightarrow \alpha_2 = 0{,}589 \Longrightarrow \sigma_{zp2} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_2 = 113{,}9 \cdot 0{,}589$$

$$= 67{,}08;$$

$$\zeta_3 = \frac{2 \cdot 0{,}96}{0{,}7} = 2{,}74 \Longrightarrow \alpha_3 = 0{,}468 \Longrightarrow \sigma_{zp3} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_3 = 113{,}9 \cdot 0{,}468$$

$$= 53{,}31;$$

$$\zeta_4 = \frac{2 \cdot 1{,}28}{0{,}7} = 3{,}66 \Longrightarrow \alpha_4 = 0{,}332 \Longrightarrow \sigma_{zp4} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_4 = 113{,}9 \cdot 0{,}332$$

$$= 37{,}81;$$

$$\zeta_5 = \frac{2 \cdot 1{,}60}{0{,}7} = 4{,}57 \Longrightarrow \alpha_5 = 0{,}271 \Longrightarrow \sigma_{zp5} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_5 = 113{,}9 \cdot 0{,}271$$

$$= 30{,}87;$$

$$\zeta_6 = \frac{2 \cdot 1{,}92}{0{,}7} = 5{,}49 \Longrightarrow \alpha_6 = 0{,}227 \Longrightarrow \sigma_{zp6} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_6 = 113{,}9 \cdot 0{,}227$$

$$= 25{,}85;$$

$$\zeta_7 = \frac{2 \cdot 2{,}24}{0{,}7} = 6{,}4 \Longrightarrow \alpha_7 = 0{,}196 \Longrightarrow \sigma_{zp7} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_7 = 113{,}9 \cdot 0{,}196 = 22{,}32;$$

$$\zeta_8 = \frac{2 \cdot 2{,}56}{0{,}7} = 7{,}31 \Longrightarrow \alpha_8 = 0{,}173 \Longrightarrow \sigma_{zp8} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_8 = 113{,}9 \cdot 0{,}173$$

$$= 19{,}70;$$

$$\zeta_9 = \frac{2 \cdot 2{,}88}{0{,}7} = 8{,}23 \Longrightarrow \alpha_9 = 0{,}153 \Longrightarrow \sigma_{zp9} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_9 = 113{,}9 \cdot 0{,}153$$

$$= 17{,}43;$$

$$\zeta_{10} = \frac{2 \cdot 2{,}90}{0{,}7} = 8{,}29 \Longrightarrow \alpha_{10} = 0{,}152 \Longrightarrow \sigma_{zp10} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_{10} = 113{,}9 \cdot 0{,}152 =$$

$$= 17{,}31;$$

$$\zeta_{11} = \frac{2 \cdot 3{,}22}{0{,}7} = 9{,}2 \Longrightarrow \alpha_{11} = 0{,}137 \Longrightarrow \sigma_{zp11} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_{11} = 113{,}9 \cdot 0{,}137 =$$

$$= 15{,}60;$$

$$\zeta_{12} = \frac{2 \cdot 3{,}54}{0{,}7} = 10{,}11 \Longrightarrow \alpha_{12} = 0{,}125 \Longrightarrow \sigma_{zp12} = \sigma_{еф} \cdot \alpha_{12} = 113{,}9 \cdot 0{,}125 =$$

$$= 14{,}24;$$

Визначення осадок фундаменту:

Осадка фундаменту: $S \leq S_u$;

S_u – допустима осадка будівлі або споруди (додаток И [8]);

$$S_i = \frac{\overline{\sigma}_{zpi} \cdot z_i \cdot 0{,}8}{E_0};$$

$\overline{\sigma}_{zpi}$ – середня напруга в і-му шарі ґрунту;

z_i – товщина і-го шару ґрунту;

E_0 – модуль деформації ґрунту;

$$S_1 = \frac{(\sigma_{еф} + \sigma_{zp1}) \cdot z_1 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(113{,}9 + 100{,}34) \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = 0{,}0020;$$

$$S_2 = \frac{(\sigma_{zp1} + \sigma_{zp2}) \cdot z_2 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(100{,}34 + 67{,}08) \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = 0{,}0016;$$

$$S_3 = \frac{(\sigma_{zp2} + \sigma_{zp3}) \cdot z_3 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(67{,}08 + 53{,}31) \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = 0{,}0011;$$

$$S_4 = \frac{(\sigma_{zp3} + \sigma_{zp4}) \cdot z_4 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(53{,}31 + 37{,}81) \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = 0{,}0009;$$

$$S_5 = \frac{(\sigma_{zp4} + \sigma_{zp5}) \cdot z_5 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(37{,}81 + 30{,}87) \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = 0{,}0007;$$

$$S_6 = \frac{(\sigma_{zp5} + \sigma_{zp6}) \cdot z_6 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(30{,}87 + 25{,}85) \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = 0{,}0005;$$

$$S_7 = \frac{(\sigma_{zp6} + \sigma_{zp7}) \cdot z_7 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(25{,}85 + 22{,}32) \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = 0{,}0005;$$

$$S_8 = \frac{(\sigma_{zp7} + \sigma_{zp8}) \cdot z_8 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(22{,}32 + 19{,}70) \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = 0{,}0004;$$

$$S_9 = \frac{(\sigma_{zp8} + \sigma_{zp9}) \cdot z_9 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(19{,}70 + 17{,}43) \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = 0{,}0004;$$

$$S_{10} = \frac{(\sigma_{zp9} + \sigma_{zp10}) \cdot z_{10} \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = \frac{(17{,}43 + 17{,}31) \cdot 0{,}02 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 16100} = 0{,}0003;$$

$$S_{11} = \frac{(\sigma_{zp10} + \sigma_{zp11}) \cdot z_{11} \cdot 0{,}8}{2 \cdot 7000} = \frac{(17{,}31 + 15{,}60) \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 7000} = 0{,}0007;$$

$$S_{12} = \frac{(\sigma_{zp11} + \sigma_{zp12}) \cdot z_{12} \cdot 0{,}8}{2 \cdot 7000} = \frac{(15{,}60 + 14{,}24) \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}8}{2 \cdot 7000} = 0{,}0006;$$

$$\sum S_i = 0{,}01 \text{ м} = 1 \text{ см} < S_u = 18 \text{ см}.$$

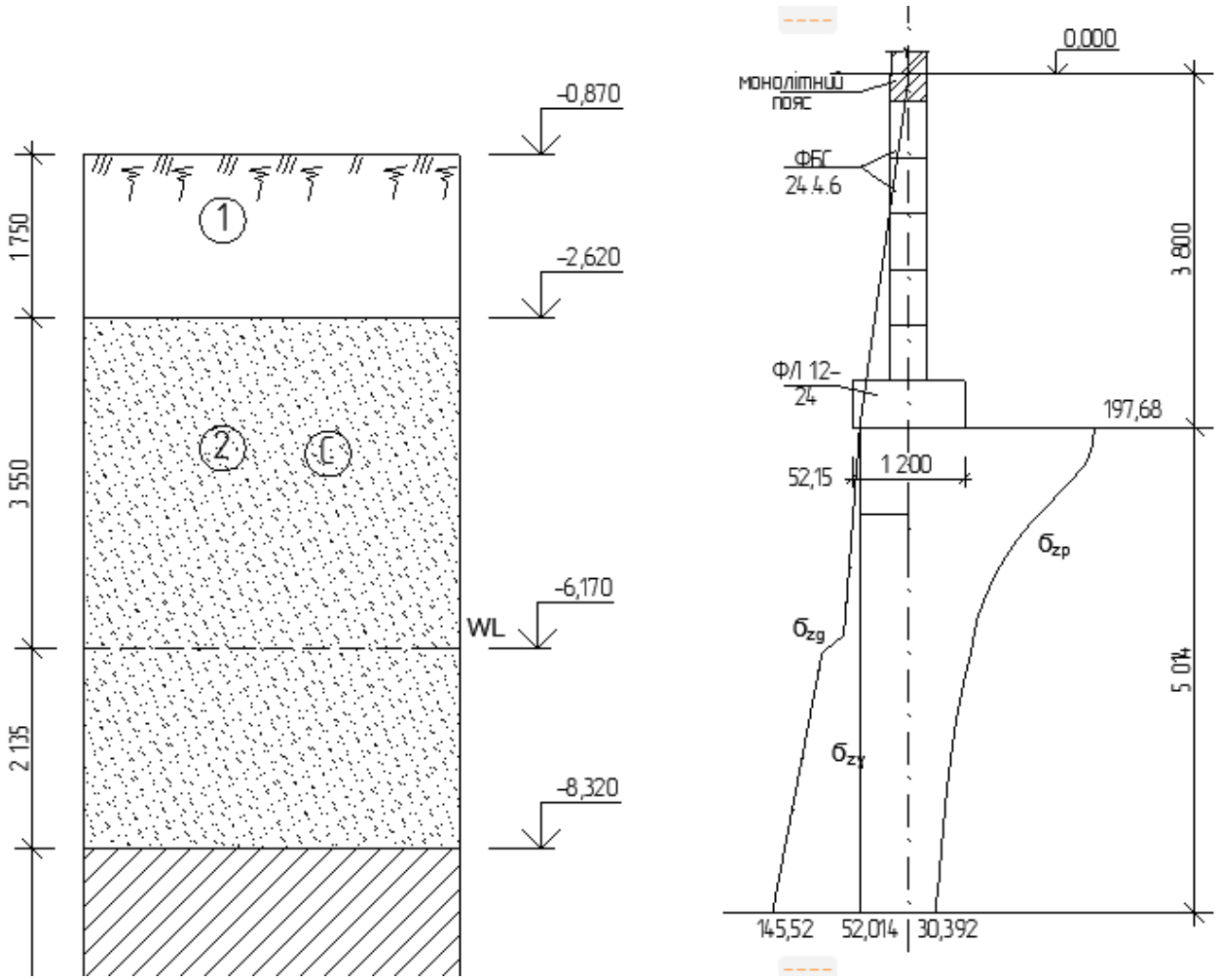

Рисунок 2.1 – Епюра осідання фундаменту

Умова виконана.

3 РОЗДІЛ ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1 Технологія будівельних робіт

Для того, щоб виконувати будівельні роботи найефективніше та з найкращими техніко-економічними показниками, розробляється проект організації будівництва (ПОБ).

Керуючись рішеннями, прийнятими в рамках Відділу планування та проектування будівництва на етапі розробки планів виконання будівництва, розробляється проект виробництва робіт (ПВР).

Рішення про зведення будівлі та споруд, прийняте в ПОБ та ПВР, визначається техніко-економічними розрахунками та оцінкою доцільності варіантів монтажу будівель.

Розрахунок обсягу робіт та окремих конструктивних елементів проводиться за кресленнями архітектурно-конструктивної частини проекту.

Земляні роботи

Земляні роботи виконуються шляхом механічної розробки ґрунту за допомогою землерийної та транспортної техніки.

Зрізаємо верхній шар ґрунту бульдозером ДЗ-19 на базі трактора Т-100 потужністю 59 кВт. Вертикальне планування ділянки виконуємо бульдозером. Розробку ґрунту в котловані та траншеї виконуємо одноковшевим екскаватором Е-304Б, оснащеним зворотною лопатою з ковшем об'ємом 0,5 м^3.

Зворотне засипання виконується бульдозером, а в деяких місцях – вручну. Ущільнення ґрунту здійснюється за допомогою ручних трамбовок.

Ґрунт, що розробляється, завантажується в самоскид ЗІЛ-130 за допомогою екскаватора Е-304Б та вивозиться за межі будівельного майданчика. Укоси котловану плануються за допомогою бульдозера. Після завершення будівельних робіт проводиться рекультивація земельної ділянки.

Будівельно-монтажні роботи

Спосіб монтажу, який здійснюється за допомогою крана, вибирається з

урахуванням: конструктивної схеми та розмірів проектованої будівлі; ваги, габаритів та розташування різних конструктивних елементів будівлі.

У цьому випадку ми вибираємо окремий монтаж конструкцій.

У цьому випадку приймаємо таку послідовність: зведення несучих стін, встановлення плит перекриття. Монтажні роботи виконуються за допомогою автокрана КС 53-63.

У проєкті використані круглі пустотні плити. Плити скріплені між собою за допомогою гнучких дротяних анкерів, а стики герметизовані цементним розчином.

Кам'яна кладка

Перед початком кладки на об'єкті необхідно виконати підготовчі роботи та всі роботи нульового циклу.

Обладнання постачається за допомогою монтажного крана.

Висота внутрішніх несучих стін вимірюється за допомогою рівня. Кладка зовнішніх та внутрішніх несучих стін виконана з газобетонних блоків товщиною 300 мм, а перегородки — з газобетонних блоків товщиною 100 мм.

Покрівельні роботи

Дах двосхилий по осі АВ. Він виготовлений з гнучких бітумних черепичних листів. Листи укладаються на дерев'яну кроквяну систему.

Оздоблювані роботи

Вікна та внутрішні отвори заповнюються готовими простими металопластиковими блоками.

Складний процес штукатурення стін здійснюється методом потокового розтину. Покращене штукатурення поверхні стіни виконується за допомогою будівельних сумішей Ceresit.

Ці процеси здійснюються спеціалізованими підрозділами працівників.

Фарбування внутрішніх штукатурних поверхонь виконується водоемульсійними фарбами.

У санітарних та побутових приміщеннях оздоблення виконується за

допомогою керамічної плитки.

Роботи з укладання підлоги слід виконувати після завершення всіх робіт зі зведення стін та підлоги, а також після завершення всіх мокрих процесів. Під час виконання робіт ми керуємося інструкціями ДСТУ.

Запроектовані підлоги вказані в проекті в розділі «Архітектура та будівництво». В основному це паркетні підлоги, а в санітарних та побутових зонах – керамічна плитка.

3.2 Вибір монтажного крану

На вибір типа і параметрів крану впливають наступні чинники:

- розмір споруди;
- розмір і маса монтованих елементів;
- об'єми робіт і темпів монтажу;
- особливі умови: міра обмеженості майданчика, наявність доріг, енергії, води і тому подібне.

Підбір крану виконують для більш віддаленого монтованого елементу. Таким елементом є плита покриття розмірами 1,2×7,2 м.

Необхідна вантажопідйомність крану:

$$Q_к^{гр} = Q_э + q_{м.п.} + q_у, т$$

де, $Q_э$ – маса монтованого елементу;

$q_{м.п.}$ – маса монтажних пристосувань;

$q_у$ – маса конструкцій підсилення.

$$Q_к^{гр} = 2,15 + 0,5 = 2,65 т$$

Висота підйому крюка:

$H_к = H_м + h_м + h_э + h_с, м,$

де, $H_м$ – висота монтажного горизонту, $H_м$=3,0+0,5=3,5 м

$h_м$ – монтажний запас;

$h_э$ – висота монтуємого елемента;

h_c – висота монтажних пристосувань.

$$H_к = 3,5 + 1 + 0,22 + 3,5 = 8,22 \text{ м}$$

Перевищення точки О над шарніром:

$h_0 = H_м - h_ш + O_1 = 3,5 - 1,5 + 1,5 = 3,5$ м

Відстань від т. О до центра монтуемої конструкції по горизонталі:

$$L_0 = \frac{L_k}{2} + f + O_1, \text{м}$$

де, L_k – крок несучої стіни або розмір монтуемого елементу;

f- половина перерізу несучої стіни;

$$L_0 = (3,6 + 0,6 + 0,2) + 0,3 + 1,5 = 6,2 \text{ м}$$

Найменша довжина стріли крана забезпечується при наклоні її осі під кутом α:

$$tg\alpha = \sqrt[3]{\frac{h_0}{L_0}} = \sqrt[3]{\frac{3,5}{6,2}} = 0,826$$

$\alpha = 40°$

Так як кут менше 45° то приймаємо мінімальний кут 45°.

Визначаємо довжину стріли:

$$L_c = \frac{h_0}{\sin\alpha} + \frac{L_0}{\cos\alpha} = \frac{3,5}{0,643} + \frac{6,2}{0,766} = 13,54 \text{ м}$$

Горизонтальна проекція стріли:

$$l_c = L_c \cdot \cos\alpha = 13,54 \cdot \cos 45° = 9,57 \text{ м}$$

Необхідний виліт стріли крана:

$$L_в = l_c + L_ш, \quad \text{м}$$

$L_ш = 1,5$ м – відстань від осі повороту крана до осі опори стріли:

$$L_в = 9,57 + 1,5 = 11,07 \text{ м}$$

Перевищення верхнього кінця стріли над т.О:

$$h_г = \frac{L_0 \cdot \sin\alpha}{\cos\alpha} = \frac{6,2 \cdot \sin 45}{\cos 45} = 6,2 \text{ м}$$

Основні характеристики по розрахунку:

$L_в = 11{,}07$м; $Q = 2{,}65$т; $H = 8{,}22$м; $L_c = 13{,}54$ м..

Відповідно одержаним розрахункам обираємо кран КС 53-63 автомобільний з довжиною стріли 15 м.

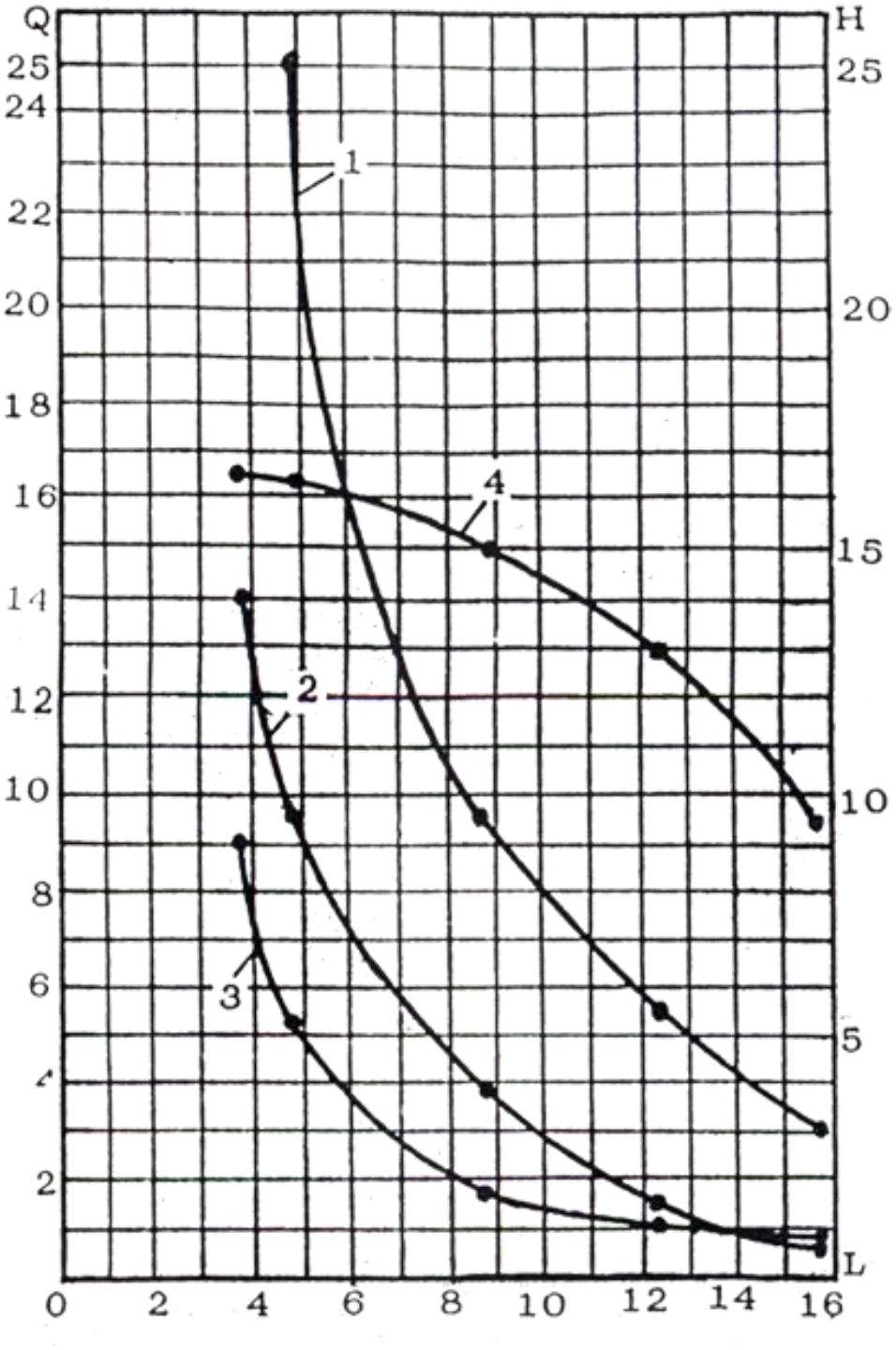

Рисунок 3.1 – До вибору монтажного крана

3.3 Розробка техкарти на влаштування паркетної підлоги

У комплексі оздоблювальних робіт – завершальному етапі будівництва – укладання паркетної підлоги займає важливе місце.

Підлогове покриття з цих матеріалів створює комфорт у приміщеннях, є довговічним та простим у використанні. Загальна оцінка якості будівництва значною мірою залежить від того, як виготовлено підлогове покриття.

Під час укладання підлогових покриттів необхідно забезпечити якісне виконання всіх операцій, як до, так і під час монтажу покриття.

Укладання паркетної підлоги передбачає якісну підготовку основи та ретельну перевірку всіх використовуваних матеріалів.

Особливі вимоги пред'являються до якості художнього щитового паркету, оскільки він використовується для обробки унікальних будинків.

При укладанні паркетних підлог широко використовуються готові елементи – паркетні дошки та паркетні панелі, що виготовляються на підприємствах з виробництва будівельних матеріалів. Для полегшення праці робітників та покращення якості роботи використовуються високопродуктивні машини для шліфування паркетних підлог тощо.

У роботах з укладання паркету беруть участь два паркетники. Один паркетник наносить мастику на основу, вирівнює її, доносить паркет до місця роботи та окремо встановлює праву та ліву дошки.

Інший паркетник вищого рівня встановлює паркетні дошки.

Для виконання заданого обсягу робіт паркетники мають набори технологічних норм, що враховують кількість та кваліфікацію працівників. Стандартний набір – це оптимальний набір ручних інструментів, пристосувань, пристроїв та обладнання для виконання певного виду робіт.

Штучний паркет (ДСТУ Б В.2.7-243:2010 «Будівельні матеріали. Вироби паркетні. Паркет планковий. Технічні умови») складається з паркетних дощок, які залежно від кромок поділяються на типи – П1 та П2.

Сторони паркету фрезеровані паралельно одна одній, а краї профільо-

вані з ребрами та пазами.

Гребень – це виступаюча частина краю та кінця підлогової дошки, призначена для з'єднання із сусідньою дошкою.

Паз — це заглиблення на бічних і торцевих краях підлогової дошки, призначене для розміщення гребеня.

Паркет типу П1 - з ребрами та пазами на протилежних краях і торцях, тип П2 - з ребром на одному краю та пазами на інших краях. Паркет типу П2 може бути виготовлений за погодженням із замовником.

Краї верхнього шару – зносостійкого шару – розташовані з фаскою (з ухилом 3°) та без фаски. Товщина паркету 15 та 18 мм (товщина зносостійкого шару 7...10 мм), ширина 30...90 мм з кроком 5 мм; довжина 150...500 мм з кроком 50 мм.

У партії допускається до 15% укорочених паркетних дошок розміром 30×150, 35×150, 30×200 та 35×200 мм з поздовжнім пазом лицьового шару не більше 0,3 мм та поперечним пазом не більше 0,2 мм.

Штучний паркет виготовляється з дуба, бука, ясена, клена, в'яза, каштана, граба, берези, сосни, модрини, корейської сосни та модифікованої деревини інших порід, а його експлуатаційні фізико-механічні властивості не поступаються твердим породам деревини. Тільки дубові дерев'яні дошки сертифіковані для отримання державного знака якості.

Для виготовлення паркету з сосни та модрини необхідно використовувати радіально розпиляну деревину з кутом нахилу річних шарів до лицьової сторони дошки не менше 45°.

Якість деревини, з якої виготовляється паркет, повинна відповідати таким основним вимогам. На лицьовій стороні дошок не допускаються тріщини, частково розвинені та нерозвинені сучки.

На дошці допускається не більше одного розвиненого сучка, розміром максимум 5 мм на лицьовій стороні та 10 мм на зворотній стороні.

Тріщини можна знайти лише на зворотному боці та краях, максимальна глибина яких становить 3 мм, а максимальна ширина — 1/5 ширини дошки.

На лицьовій стороні плати також не допускаються серцевина та подвійна серцевина, червоточини, хімічні плями та побуріння через грибок, відколи, подряпини, вивітрювання та нерівні ділянки.

Нахил волокон на поверхні лицьового шару плити не повинен перевищувати 3% для хвойних порід та 5% для листяних порід.

Петлі та ролики можуть бути розташовані на відстані щонайменше 50 мм від кінця, але не допускаються в соснових та березових підлогах.

На зворотному боці дошки допускаються хімічні плями, деформація та скручування на певних ділянках, серцевина буває одинарною та подвійною, а волокна – зістареними (але не більше 1/3 висоти дошки та глибиною до 2 мм). На зворотному боці та по краях ребер допускаються недофрезеровані (шорсткі) ділянки, що не перевищують 30%. Вологість деревини у штучному паркеті не повинна перевищувати 9 ± 3%.

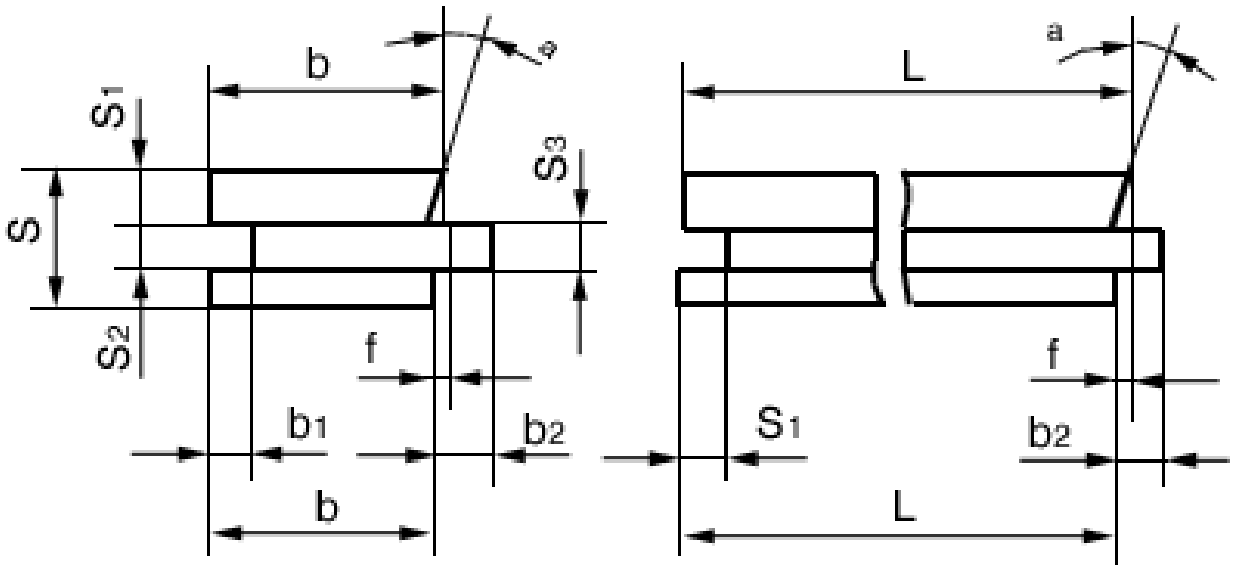

Рисунок 3.2 – Характеристики штучного паркету

Паркетні дошки (DST 862.3 – 77) виготовляються у два шари: верхній шар складається з прямокутних планок цінних порід деревини, нижній шар, який є основою паркетних дощок, складається з струганих планок або брусків нижчих сортів деревини.

Паркетні дошки бувають двох типів: П1 – для балкових перекриттів та Г1 – для суцільних основ. В основі, через 20...30 мм по всій довжині дошки, робляться поздовжні надрізи глибиною 16 мм (для дошок типу П1) та 9 мм (для дошок типу W). Шари склеюються водостійкими клеями. Їхня міцність на розрив повинна бути не менше 0,6 МПа.

Паркетні дошки, покладені на лаги, виготовляються загальною товщиною 25 мм з опорними рейками товщиною 19 мм (тип П1), при укладанні на суцільну основу - товщиною 18 мм (товщина рейки - 12 мм).

Розміри паркетних дошок (мм) уніфіковані: при довжині 1200 ширина виробу становить 145, при довжині 1800 ширина – 155, а при довжині 2400 ширина – 202. Паркетні дошки лицьового шару виготовляються довжиною 150, 160 та 207 мм, шириною 20...50 мм та товщиною 6 мм; рейки – довжиною не менше 250 мм; їх ширина повинна бути кратною ширині паркетної дошки. Для з'єднання паркетних дошок між собою в рейках і брусках передбачені пази, а з протилежних боків є ребра глибиною та висотою 7 мм.

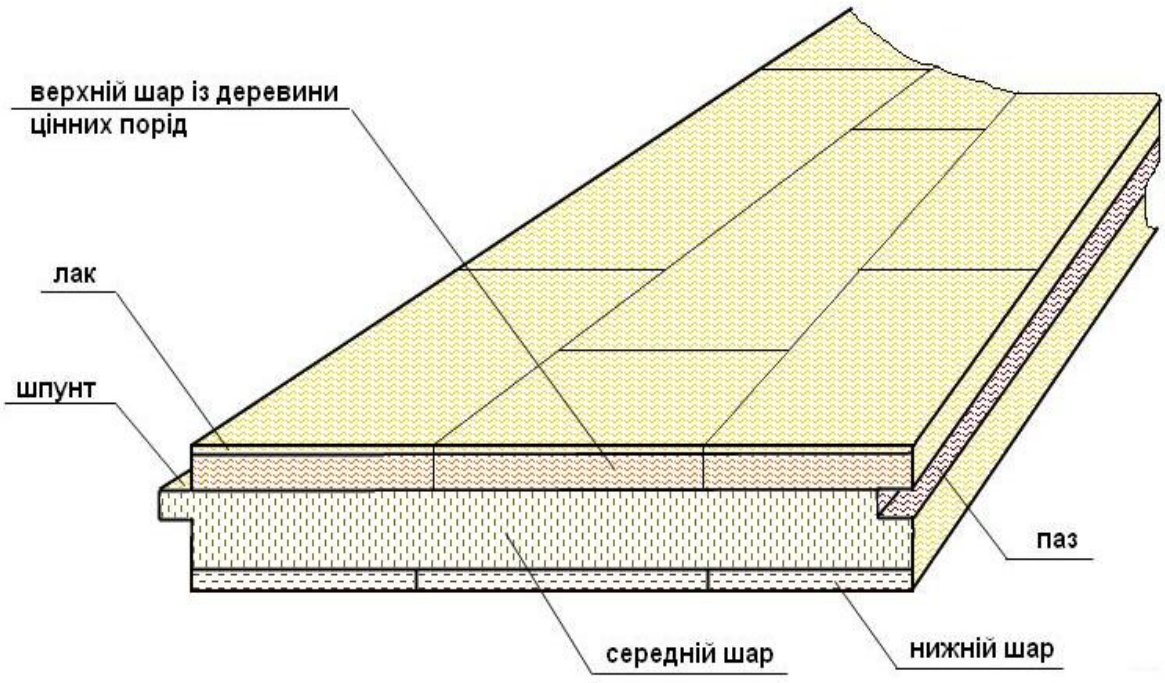

Рисунок 3.3 - Конструкція паркетних дощок

Прямий квадрат складається з паркетних дощок, укладених по черзі

паралельно та перпендикулярно стінам кімнати.

Ця модель, якщо правильно підібрана довжина та ширина ламелей, дозволяє уникнути обрізання ламелей та їх марнування.

Дошки підібрані таким чином, щоб ряд містив цілу кількість квадратів, складених з дошок однакового розміру.

Якщо дошки однакового розміру не складають цілого числа квадратів, для зовнішніх рядів можна використовувати дошки інших розмірів: коротші дошки для квадратів, у яких дошки укладаються перпендикулярно до довгих сторін кімнати, і вужчі дошки для квадратів з паралельними дошками. При такому підборі дошок може знадобитися розрізати їх лише на короткій стіні кімнати, протилежній початку роботи.

План розміщення включає встановлення смуги, що представляє елемент першого поверху. Смуга встановлюється поперек кімнати.

Вибір місця маячного ряду залежить від конфігурації приміщення.

У кімнатах з плануванням, близьким до квадрата, маячний ряд розміщують поперек кімнати, на стіні, найдальшій від дверей.

У довших кімнатах доречніше розмістити маячний ряд на довгій стіні навпроти входу.

Ряд маяків, як і у випадку з іншими паркетними візерунками, укладають вздовж шнура АВ, залишаючи при цьому вздовж стін простір шириною 10...15 мм.

Двоє робітників укладають паркетну підлогу на бітумну мастику або дерев'яну основу. Прямий квадрат зазвичай робиться без фризу.

Розвернутий квадрат Він відрізняється від прямого варіанту тим, що дошки квадратів укладаються не паралельно стінам, а під кутом 45° до них.

Це більш складний і трудомісткий малюнок.

Для заповнення незаповнених трикутників біля стін, що залишилися по довжині, потрібна велика кількість розпиляних квадратів.

Розробка плану починається з розкреслення квадратів у сухих умовах.

У кожному квадраті, повернутому на 45° до стін кімнати, всі планки розташовані паралельно одна одній.

Квадрати розташовані вздовж мотузки, натягнутої по всій кімнаті.

Під час розкладки переконайтеся, що верхівки квадратів знаходяться під штапиком. Мета розкладки — підібрати довжину та ширину підлогових дощок, щоб отримати ціле число квадратів.

Якщо дошки потрібного розміру, підлогу можна укласти без відходів. Незаповнені трикутники, що залишилися на стінах, – це точні половинки набраних вами квадратів.

У цьому випадку візерунок підлогового покриття виконується без фризу та з фризом.

При візерунку без фризу шнур для укладання вибраних дошок натягується вздовж короткої стіни кімнати на відстані, що дорівнює довжині діагоналі квадрата. До цього розміру додають 10...15 мм на проміжок стіни.

У довгих кімнатах найкраще протягувати шнур уздовж довгої стіни.

При малюванні фризом шнур малюють не від стіни, а від лінії фризу.

Підлогові укладачі встановлюють підлогу з відкритим квадратним візерунком таким самим чином і упорядковують її, як прямий квадрат. Більш кваліфікований працівник вирізає квадрати, щоб заповнити трикутники в стінах.

Прямий рисунок Паркетна підлога іноді використовується як основне покриття для підлоги, а іноді як частина візерунка «ялинка».

Для використання в невеликих приміщеннях рекомендується покриття з прямим візерунком. Недоліком цього типу візерунка є те, що при незначному зволоженні або підвищеній вологості в приміщенні покриття може розбухати. Це пояснюється тим, що при прямому візерунку весь настил має однаковий напрямок деревних волокон, і тому через здатність деревини деформуватися найбільше поперек волокон, дошки розширюються, що неможливо компенсувати.

При прямому візерунку настил можна укладати з дошок однакового ро-

зміру, зміщуючи сусідні торцеві стики на половину довжини дошки.

Дошки можуть бути однакової ширини та різної довжини або різної довжини та ширини.

Килим - рисунок, використовується при укладанні паркету у вузьких і маленьких коридорах та у вбудованих шафах.

Основні візерунки паркету, описані вище, використовуються в масовому будівництві. Під час будівництва унікальних конструкцій у формальних приміщеннях часто виникає необхідність укладання штучних паркетних підлог із використанням складних візерунків.

Наведені приклади не вичерпують усього розмаїття дизайнів, оскільки зі штучних паркетних дошок можна виготовити багато варіантів.

Варто пам'ятати, що краси та естетики паркету можна досягти лише за допомогою систематичного та багаторазового повторення однакових композицій з дрібних фрагментів у приміщенні.

Вимоги до якості покриття

У відповідності із ДБН Д.2.4-7-2000 «Підлоги. Правила виробництва і приймання робіт» готове покриття підлоги зі штучного паркету повинне відповідати наступним основним вимогам:

- рисунок підлоги, його колір й обробка повинні відповідати проекту;
- відхилення від рівності поверхні підлогового покриття, перевіреної в усіх напрямках рівнем та двометровою контрольною рейкою, не повинно перевищувати 2 мм;
- звиси між краями сусідніх підлогових дошок не допускаються;
- Адгезія паркету до нижнього шару визначається простукуванням по всій поверхні.

У місцях, де зміна шуму постукування свідчить про відсутність адгезії, покриття, а іноді й стяжку, необхідно замінити; тріщини, вибоїни та відкриті стики в елементах підлоги, а також щілини між плінтусом та покриттям підлоги або стінами не допускаються.

4 РОЗДІЛ ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Розробка календарного плану

4.1.1 Загальні відомості

Графік будівництва об'єкта має на меті визначити послідовність та терміни виконання загальнобудівельних, спеціальних та монтажних робіт, що виконуються під час будівництва об'єкта.

Порядок розробки календарного плану:

У лівій частині лінійної моделі розміщено:

- перелік робіт у технологічній послідовності, їхні обсяги по відомості обсягів робіт (табл. 4.1);

- трудомісткість та витрати машинного часу згідно з розрахунком витрат на оплату праці та заробітної плати;

- склад бригади;

- тривалість окремих робіт та їх зв'язок між собою, а також тривалість механізованих робіт, повинні встановлюватися виключно на основі продуктивності машин.

У правій частині моделі ми показуємо:

- робочий час;

- послідовність та зв'язок робіт між ними.

Календарні терміни виконання певних робіт встановлювалися за умови дотримання технологічної послідовності з урахуванням необхідності забезпечення фронту для виконання наступних робіт у найкоротші терміни.

Розробляючи графік, ми враховуємо доцільність рівномірного споживання основних ресурсів, насамперед робочої сили.

Усі механізовані роботи, що виконуються за допомогою будівельної техніки (екскаваторів, кранів тощо), необхідно виконувати у двох бригадах.

При визначенні тривалості різних будівельних процесів розрізняють

механізовані та немеханізовані процеси.

4.1.2 Визначення послідовності та тривалості робіт

Тривалість механізованих процесів визначається за формулою:

$$t = \frac{M}{n \cdot b},$$

де M – машиномісткість робіт, маш.-змін;

n – кількість машин, що використовуються;

b – змінність робіт.

Тривалість немеханізованих процесів визначаються в такий спосіб: прийнявши кількість робітників, розподілом загальної трудомісткості роботи на прийняту кількість робітників визначається тривалість її виконання.

Вирівнювання потреби в робочих кадрах по об'єкті в цілому добутку шляхом перерозподілу термінів початку і закінчення робіт.

Для оцінки графіка руху робітників і календарного руху робітників використовується коефіцієнт К, що повинний бути не більше 1,5.

$$K = \frac{P_{\max}}{P_{ср}} < 1{,}5,$$

де Pmax – максимальна чисельність робітників у день за графіком руху робітників;

Pcep – середня чисельність робітників.

4.1.3 Підрахунок обсягів робіт

Таблиця 4.1 – Відомість об'ємів робіт

№ з/п	Найменування робіт	Один. виміру	Об'єм робіт
1	2	3	4
1	Зрізка рослинного шару ґрунту товщиною 0,3 м бульдозером потужністю 0,79кВт	м³	720
2	Розробка ґрунту у відвал екскаватором з ковшом місткістю 0,5 м^3	м³	132,7
3	Засипка траншей і котлованів бульдозером потужністю 59 кВт з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	м³	112,1
4	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними з ковшом місткістю	м³	34,5
5	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками	м³	132,7
6	Улаштування стрічкових фундаментів залізобетонних, при ширині зверху понад 1000 мм	м³	18,2
7	Установка блоків стін підвалів масою до 0,5т	шт.	1944
8	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна	м2	131
9	Мурування стін із газобетон них блоків з облицюванням цеглою облицювальною в ´ цегли товщиною 520 мм при висоті поверху до 4 м	м³	120
10	Теплоізоляція виробами з пінопласту стін	м³	28
11	Влаштування перегородок із газобетон них блоків товщиною 100 мм в 1 шар	м^2	54
12	Укладання перемичок масою від 0,3 до 0,7 т	шт	77
13	Укладання панелей перекриття з опиранням на дві сторони площею до 10 м^2	шт.	28
14	Укладання сходів по готовій основі з окремих східців гладких	м	9,7

1	2	3	4
15	Сходові східці з лицьовими бетонними поверхнями	м	10,4
16	Установлення металевої огорожі з поручнями із хвойних порід	м	9,7
17	Виготовлення та установлення крокв	м³	3,8
18	Улаштування пароізоляції обклеювальної в 1 шар	м2	180
20	Установлення каркаса з брусів (мауерлат)	м³	2,3
21	Улаштування покрівель скатних з бітумної черепиці	100м^2	1,7
22	Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками площею до 3 м^2 з металопластику	100 м^2	0,3965
23	Установлення дверних прорізів готовими імпортними дверними блоками площею прорізу до 3 м^2	100 м^2	0,1323
25	Підготовлення поверхонь зі збірних елементів і плит під фарбування або оклеювання шпалерами, стін і перегородок із блоків і плит	100 м^2	5,29
26	Поліпшене шпаклювання по каменю і бетону стін	100 м^2	1,3132
27	Суцільне вирівнювання бетонних поверхонь стель	100 м^2	0,968
28	Гладке облицювання стін, стовпів, пілястр	100 м^2	0,79
29	Обклеювання стін шпалерами вологостійкими	100 м^2	4,5
30	Поліпшене шпаклювання по каменю і бетону стелі	м^2	131,32
31	Фарбування водними розчинами всередині приміщень стелі	м^2	96,8
32	Облицювання стель гіпсокартоном	100 м^2	0,764
33	Утеплення покриттів плитами з пінопласту полістирольного в 1 шар	м^2	173,2
34	Улаштування гідроізоляції	м^2	173,2
35	Улаштування покриття на цементному розчині з плиток керамічних	м^2	33,9
36	Улаштування стяжок бетонних товщиною 20мм	м^2	76,4
37	Армування бетонної стяжки	т	0,568
38	Улаштування покриття з лінолеуму	м^2	117,5
39	Улаштування бетонного покриття	м^2	21,8

4.2 Розробка будівельного генерального плану

План будівництва – це план ділянки, відведеної для будівництва окремого об'єкта, на якому, крім існуючих та запланованих постійних будівель, споруд та комунікацій, показані тимчасові будівлі та споруди, склади, тимчасове водопостачання тощо, необхідні для будівництва.

Основні дані, необхідні для розробки бюджетних планів, це:

- план ділянки забудови;
- календарний план;
- пояснювальна записка;
- перелік будівельних машин та механізмів;
- перелік вимог до будівельного обладнання та матеріалів;
- дані про тимчасові будівлі та споруди, їх перелік, кількість та розміри.

Під час розробки бюджетного плану слід дотримуватися таких основних принципів:

- тимчасові будівлі та споруди, комунікації повинні бути розташовані
- на територіях, що не використовуються для будівництва постійних будівель та споруд, повинні дотримуватися норм пожежної безпеки та вимог безпеки, а також забезпечуватися належні санітарно-гігієнічні умови.
- витрати на тимчасові будівлі, споруди, пристрої та комунікації повинні бути мінімальними. Для зменшення витрат на будівництво тимчасових будівель необхідно попередньо спланувати будівництво та подальше використання постійних будівель та споруд, передбачених будгенпланом.
- відстані, на які транспортуються будівельні вантажі, та кількість їх перевантажень у межах будівельного майданчика повинні бути якомога коротшими. Для зменшення витрат на внутрішньомайданчикові транспортно-складські операції необхідно передбачити розміщення складів матеріалів у межах досяжності монтажних кранів. Встановлення закритих складів, ангарів та механізованих споруд на будівельному майданчику не повинно збільшувати обсяг внутрішньомайданчикових транспортно-складських споруд.

Під час розробки бюджетного плану необхідно виходити з умов забезпечення найбільш раціонального побутового обслуговування будівельників, а також враховувати необхідність дотримання вимог охорони праці та пожежної безпеки.

Проектування будгенплану здійснюється на основі кількості працюючих основного складу.

Розраховуються такі елементи: кількість та розміри тимчасових будівель і споруд, потреби в енергії, матеріально-технічних ресурсах та воді.

На плані вказані межі будівельного майданчика.

Вказуються існуючі та заплановані будівлі та споруди, а також розташування комунікаційних та транспортних інженерних мереж.

Розташовані основні будівельні машини та обладнання, місця для паркування монтажного крана, місця для зберігання будівельних конструкцій та технологічного обладнання.

Для проведення будівельних робіт ми спочатку розраховуємо параметри та підбираємо монтажний кран.

Згідно з розрахунком, було прийнято автомобільний кран КС-35714-10 з довжиною стріли 17 м.

Визначаємо його місце розташування під час встановлення елементів.

Розраховуємо робочі зони крана та інших механізмів.

У будівельному плані необхідно вказати: зону монтажу (7 м від будівлі), зону роботи крана - рівну довжині стріли 17 м, та зону можливого падіння вантажу - 22 м.

Ділянка забезпечена водою (тимчасове водопостачання), підключеною до існуючої мережі.

Діаметр труби був розрахований заздалегідь, діаметр становить 125 мм.

Для гасіння пожеж проектуються два пожежні гідранти з витратою 5 л/с води кожен: один безпосередньо на будівельному майданчику, в зоні будівництва, інший поблизу тимчасових житлових будівель.

Обов'язково проектується тимчасова дорога шириною 3,5 м з майдан-

чиком для розвороту (проїзду) транспортних засобів, розміром 12×12 м.

На будівельному майданчику є тимчасові місця для зберігання матеріалів та будівельних конструкцій.

Крім того, ми проектуємо склади для зберігання матеріалів протягом певного періоду часу. Розміри місць розташування та складів приймаються згідно з розрахунками.

Тимчасова електромережа розраховується з урахуванням умов експлуатації різних будівельних блоків, що працюють одночасно.

Окрім повітряної лінії, використовується дротова електрична мережа.

Майданчик буде огороджений під час будівництва та оснащений відповідними знаками. Він освітлюватиметься в темряві.

4.2.1 Визначення кількості працюючих

Загальні витрати праці складаються з суми загально-будівельних та спеціальних робіт. Суму загально-будівельних робіт визначаємо за локальним кошторисом.

Загально-будівельні роботи:

Земляні роботи –	14,625 чол.-зм.
Фундаменти –	224,375 чол.-зм.
Кам’яна кладка стін та перегородок –	287,375 чол.-зм.
Плити перекриття –	110,125 чол.-зм.
Сходи –	4,875 чол.-зм.
Покрівля –	60,625 чол.-зм.
Заповнення отворів –	13,5 чол.-зм.
Оздоблення –	209,75 чол.-зм.
Підлога –	92,75 чол.-зм.
РАЗОМ:	1018 чол.-зм.

Всього за загально-будівельними роботами витрати праці складають:

$$T_р = 1018 \text{ чол} - \text{змін } (70\%)$$

Невраховані роботи (спеціальні): 30%.

Відповідно 1018 - 70%X – 100%.

Загальна сума витрат складає:

$$T_р = \frac{1018 \cdot 100}{70} = 1454{,}286 \text{ чол.} - \text{змін.}$$

За ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» нормативна тривалість будівництва складає:

$t_{дн}$ = 6 місяців (132 робочих днів).

Середня кількість робочих при однозмінній роботі складає:

$$О = \frac{T_р}{t_{дн}} \cdot 1{,}1 = \frac{1454{,}286}{132} \cdot 1{,}1 = 12 \text{ чол.}$$

Загальну чисельність працюючих визначають за формулою:

$$N_р = О + Н + И + В$$

О – робочі основного виробництва – 12 чол;

Н – робочі неосновного виробництва (20% від основного):

Н=20%О=0,2·12= 3чол;

И – чисельність інженерно-технічного персоналу (16% від чисельності основного та неосновного складу):

И=16%(*О*+*Н*)=0,16·(12+3)= 3 чол.;

В – чисельність допоміжного персоналу:

В=1%(*О*+*Н*+*И*)=0,01·(12+3+3)= 1 чол.

Отже, загальна чисельність працюючих складає:

N=12+3+3+1= 19 чол.

Потрібну площу тимчасових споруд визначаємо за формулою:

$F = N \cdot n$

де, N – кількість працюючих на яких розраховане дане приміщення;

n – норма площі на одного робітника, м^2.

Таблиця 4.2 – Нормативні показники площ тимчасових будівель

№ з/п	Номенклатура	Одиниці виміру	Нормат. показник
1	Контора	м²/чол.	4
2	Гардероб з умивальником	м²/чол.	0,5 ÷ 0,6
3	Душова	м²/чол.	0,54
4	Приміщення для прийому їжі	м²/чол.	1
5	Приміщення для обігріву	м²/чол.	0,2
6	Приміщення для сущіння одягу	м²/чол.	0,2
7	Туалет	$м^2$/чол.	0,3

Розрахунок площі тимчасових будівель та споруд виконуємо у табличній формі, див. табл. 4.3.

Таблиця 4.3 – Розрахунок площі тимчасових будівель

№ з/п	Найменування приміщень	К-сть	Прийнята площа,м2	Прийняті розміри	Характер. приміщень
1	Контора	1	15	3×5	пересувн.
2	Гардероб з умивальником	1	15	3×5	пересувн.
3	Душова		15	3×5	пересувн.
4	Приміщення для обогріву та сушіння одягу	1	18	3×6	пересувн.
5	Приміщення для прийому їжі	1	18	3×6	пересувн.
6	Туалет	1	3	2×1,5	збірно-розбірн.

4.2.2 Розрахунок площ тимчасових складів

Для безперебійної і ритмічної роботи по виконанню об'єму будівельно-монтажних робіт на будівельному майданчику необхідно створити запас матеріалів. Запас матеріалів, який зберігається на складі визначається по формулі:

$$Q_{\text{скл.}} = \frac{Q_{\text{заг.}}}{T} \cdot n \cdot K_1 \cdot K_2$$

де, $Q_{\text{заг}}$ – загальна кількість матеріалів для виконання певного об'єму БМР на час будівництва;

T – термін будівництва об'єкту з використанням певного виду матеріалів;

n – складський запас матеріалів в днях (n = 5-7 днів);

K_1 – коефіцієнт нерівності завезення матеріалів на будівельний майданчик дорівнює (K_1 = 1,1-1,3).

K_2 – коефіцієнт нерівності споживання матеріалів дорівнює (K_1=1,1-1,3).

Площа складу в плані визначається за формулою:

$$S = \frac{Q_{\text{скл.}}}{q \cdot K_{\text{скл}}}, \text{м}^2$$

де, q – норма складування матеріалів на 1м^2 складської площі;

$K_{скл}$ – коефіцієнт використання складської площі.

Таблиця 4.4 – Розрахунок площі складів

Назва матеріалів і конструкцій	Qзаг	Т, дні	n	K_1 / K_2	$Q_{\text{скл}}$	q	$K_{скл}$	$S_{розр}$, м^2	Розмір в плані
1.Цегла	61 тис.шт.	22	5	1,1/1,3	19,8	0,75	0,5	52,8	9(2×3)
2.Плити перекриття, покриття	55,44 м^3	4	5	1,1/1,3	99,0	2	0,5	99	5(6×3)
3.Ліс	6,1 м^3	10	5	1,1/1,3	4,36	1,8	0,5	4,8	6×1

4.2.3 Розрахунок потреби у воді

Вода на будайданчику використовується в господарських, технологічних, соціально-побутових та протипожежних цілях.

У складі проекту організації будівництва витрати води на господарчі, технологічні та соціально-побутові цілі визначаються по показникам на 1млн. грн. кошторисної вартості БМР:

$$Q = C \cdot S \cdot k = 1{,}155 \cdot 0{,}20 \cdot 0{,}99 = 0{,}23 \text{ л/с},$$

де, S – норма витрат води на 1млн. грн. кошторисної вартості БМР для даної галузі (S = 0.2л/с);

C – об'єм БМР за проектом;

K – коефіцієнт зміни кошторисної вартості, залежить від району будівництва (0,97-0,99)

Загальні витрати кількості води на будівельний майданчик:

$$Q_{заг} = Q + Q_{пож} = 0{,}23 + 10 = 10{,}23 \text{ л/с},$$

де, $Q_{пож}$ – витрати води на пожежогасіння на період будівництва:

$Q_{пож}$=10 л/с за умов роботи двох пожежних гідрантів з витратами по 5 л/с кожного.

На основі визначених витрат води розраховують діаметр тимчасового водопроводу:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{заг.}}}{\pi \cdot V \cdot 1000}}$$

де, V – швидкість руху води по трубам (V = 0,8-1,2м/с).

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 10{,}23}{3{,}14 \cdot 1{,}2 \cdot 1000}} = 0{,}104 \text{ мм}$$

Загальний діаметр водопроводу складає 125мм. Для протипожежного водопроводу приймаємо труби сталеві діаметром 100мм, для виробничого і побутового приймаємо труби Ø 25мм.

4.2.4 Розрахунок потреби у електроенергії

Використання прожекторного освітлення для будівельного майданчика має ряд переваг в порівнянні з освітленням: економічність, сприятливе відношення вертикального і горизонтального освітлення, менша завантаженість території будівельного майданчика стовпами, повітряною проводкою, зручність обслуговування.

Електроенергія на будівельному майданчику витрачається для зовнішнього і внутрішнього освітлення майданчику, приміщень, робочих місць, для живлення агрегатів машин, устаткування, а також витрачається на технологічні та виробничі потреби.

В складі проекту організації будівництва необхідна кількість енергії визначається по показникам на 1млн. грн. будівельно-монтажних робіт.

Потрібна кількість електроенергії визначається за формулою:

$$P = p \cdot C \cdot K = 20 \cdot 1{,}155 \cdot 1{,}02 = 23{,}56 \text{ кВт},$$

де, p – норма витрат електроенергії на 1млн. грн. кошторисної вартості БМР,

беремо в залежності від кошторисної вартості (р=20кВт).

C – об'єм будівельно-монтажних робіт, млн. грн.;

K – коефіцієнт зміни кошторисної вартості, залежить від району будівництва (0,85-1,02).

Приймаємо трансформаторну підстанцію КТП кіоскового типу потужністю 40 кВт напругою 6/0,4кВт, 10/0,4кВ або 10/6кВ.

4.2.5 Охорона оточуючого середовища

Тимчасові будівлі та споруди на будівельному майданчику повинні розташовуватися на земельних ділянках, непридатних для землекористування, або на ділянках, де забезпечується подальше відновлення порушених земель,

а також на ділянках, на які поширюються максимальні обмеження щодо вирубки дерев та чагарників. Забороняється вирубка на будівельному майданчику зростаючих дерев та чагарників, не передбачених проектною документацією. Вирубка лісів та чагарників на території, де розташовані будівельні об'єкти, проводиться лише в межах, встановлених проектною документацією.

Вирубка лісу проводиться лише після отримання експлуатаційних дозволів у встановленому порядку. Вирубка лісів та чагарників здійснюється з урахуванням кліматичних особливостей місцевості без порушення геологічних умов та водного режиму, особливо на річках та снігових заметах.

Вирубка лісів та чагарників проводиться одночасно з видаленням диких тварин з ділянки. Шар ґрунту під час БМР зберігається для подальшого відтворення після створення (рекультивації) порушених сільськогосподарських угідь.

Промислові та побутові стічні води, що утворюються на місці, відводяться, забезпечуючи захист від розливів.

Скидання будівельної води безпосередньо на схили без належного захисту від розливів заборонено. Під час стратифікаційних робіт ґрунт, доданий для подальшого видалення, попередньо змішується та укладається у спеціально відведених місцях.

Скидання води з тимчасових дренажних систем у відкриті водойми та річки дозволяється лише за наявності протиерозійних пристроїв.

Вживаються заходи під час створення автозаправних станцій та автомийок, складів паливно-мастильних матеріалів. Це виключає можливість потрапляння стічних вод у водойми або водоносні горизонти (огорожі для стічних вод та встановлення очисних споруд).

Під час будівництва будівель та споруд змінюються властивості та склад ґрунту, що призводить до порушення встановленого балансу природного середовища в межах смуги відведення.

Ґрунт забруднюється промисловими та побутовими відходами. Інтенсивність забруднення залежить від інтенсивності утворення та ступеня знеш-

кодження цих відходів.

Пестициди завдають серйозної шкоди ґрунтам. Небезпека шкідливого впливу певної хімічної речовини пов'язана не лише з рівнем її активності, але й зі стійкістю до руйнування навколишнього середовища.

Серед профілактичних заходів щодо захисту ґрунту важливе місце займає зручність обслуговування тари: мішків, скляних контейнерів, бочок тощо. У разі випадкового розливу та розсіювання шкідливих хімічних речовин дуже важливо вжити оперативних заходів щодо їх нейтралізації.

Тимчасові дороги та під'їзні шляхи будуються з урахуванням потреб уникнення пошкодження землі, дерев та кущів.

Експлуатація природних ресурсів здійснюється лише за наявності проектної документації, затвердженої відповідними органами державного нагляду та місцевими радами народних депутатів.

Меліорація земель, створення водосховищ, ліквідація боліт та покинутих кар'єрів, що здійснюються паралельно з будівництвом промислових, житлових та цивільних об'єктів, здійснюються лише за наявності відповідної проектної документації, затвердженої у встановленому порядку із зацікавленими державними наглядовими органами та організаціями.

Рішення щодо місця розташування та розмірів ґрунтових відвалів повинні виключати використання або забруднення родючих земель, враховувати збереження верхнього шару ґрунту та мінімальне порушення водного режиму, а також захоронення сміттєзвалищ для модифікації режимів цих ґрунтів.

Невикористані будівельні відходи, включаючи ті, що від демонтажу існуючих будівель та споруд, збираються та вивозяться у відведені для цього місця на землі, непридатні для використання.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДСТУ Б.В.2.6-23:2009 «Конструкції будинків і споруд. Блоки віконні та дверні. Загальні технічні умови».
2. ДБН В.1.1.7-2002 «Пожежна безпека проектів будівництва».
3. ДСТУ Б.А.2.4-4-2009 «Основні вимоги до проектної та робочої документації».
4. ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12)».
5. ДБН В.2.5-28:2018 «Природнє і штучне освітлення».
6. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 «Система стандартів безпеки праці. Норми освітлення будівельних майданчиків (ГОСТ 12.1.046-85, MOD)».
7. ДБН А.3.1-5-2009 «Організація будівельного виробництва».
8. ДСТУ EN 12464-2:2016 «Світло та освітлення. Освітлення робочих місць. Частина 2. Зовнішні робочі місця (EN 12464-2:2014, IDT)».
9. ДСТУ Б А.2.4-7-2009 «Правила виконання архітектурно-будівельних креслень».
10. НПАОП 0.00-1.15-07 «Правила охорони праці під час виконання роботи на висоті».
11. ДБН В.1.2-2:2006 «Система забезпечення надійності та забезпечення будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 1».
12. ДСН 3.3.6.037-99 «Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку».
13. НПАОП 40.1-1.21-98 (ДНАОП 0.00-1.21-98) «Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів».
14. ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель».
15. ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд».

16. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування та забудова територій».
17. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування та забудова територій».
18. ДСТУ 3760:2019 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови».
19. ДБН В.2.5-38:2008 «Інженерне обладнання будинків та споруд».
20. ДСТУ-Н Б В.2.5-40:2009 «Інженерне обладнання будинків і споруд. Зовнішні мережі та споруди. Проектування та монтаж мереж водопостачання та каналізації з пластикових труб».
21. В. І. Бабич «Практикум із залізобетонних конструкцій». Рівне. –2001.
22. В. І. Бабич «Довідник. Таблиці для проектування будівельних конструкцій». Рівне. – 1999.
23. М. Т. Сипко «Технологія зведення будинків і споруд». Рівне. – 2001.
24. Н. Л. Рускевич «Довідник по інженерно-будівельному кресленню». К., «Будівельник».
25. Л. А. Хмара «Будівельні крани. Конструкції та експлуатація». К., «Техніка». – 2001.
26. Колчунов В. И. Основные результаты экспериментальных исследований трещиностойкости наклонных сечений в составных железобетонных конструкциях при деформационном воздействии / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко, А. О. Приймак // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 219–228. *стаття у фаховому виданні України*