

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
рішенням кафедри будівництва (протокол №
____, від ____06.2026р.)
завідувач кафедри будівництва,
д.т.н., професор
_____ Ігор ЯКОВЕНКО
_____ . “ ____ ” _____ 2026 р.

БАКАЛАВРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему _____ Проектування центру з продажу та обслуговування
вантажних автомобілів у селі Копилів Київської області

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)

Гарант освітньої програми

_____ К. Т. Н., доцент _____ Євген ДМИТРЕНКО
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи

_____ старший викладач _____ Валентина БАКУЛІНА
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Виконав _____ Ярослав УСЕНКО
(підпис) (ПІБ студента)

КИЇВ – 2026

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
будівництва

д. т. н., проф. Ігор
ЯКОВЕНКО
(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)

“ ” 20 р.

ЗАВДАННЯ на виконання бакалаврської кваліфікаційної роботи студенту (на виконання дипломного проєкту бакалавра студенту)

Усенко Ярослав Олегович

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Тема бакалаврської кваліфікаційної роботи (дипломного проєкту бакалавра) _____

Проектування центру з продажу та обслуговування вантажних автомобілів у селі
Копилів Київської області

затверджена наказом ректора НУБіП України від “ 24 ” березня 2026 р. № 839 «С»
Термін подання завершеної роботи (проєкту) на кафедру 05.26
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до бакалаврської кваліфікаційної роботи (дипломного проєкту бакалавра)

Створити комплексний проєкт центру з продажу та обслуговуванню вантажних
автомобілів у селі Копилів Київської області

Перелік питань, які потрібно розробити:

Потрібно розробити розділ з архітектурними рішенням будівлі, конструктивними
рішеннями будівлі, технологічну карту на улаштування промислової підлоги з фібробетону
та розділ організації будівництва

Перелік графічних документів (за потреби) Креслення на форматі А1: 2 листа
архітектурних рішень, 1 лист конструктивних рішень, 1 лист технологічної карти на
улаштування промислової підлоги з фібробетону, 2 листа присвячених організації
будівництва, один з яких – будівельний генеральний план, другий – календарний графік
виконання робіт

Дата видачі завдання “ 10 ” жовтня 2026 р.

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи
(Керівник дипломного проєкту бакалавра) _____

(підпис)

Валентина БАКУЛІНА

(прізвище та ініціали)

Завдання прийняв до виконання _____

(підпис)

Ярослав УСЕНКО

(прізвище та ініціали студента)

ЗМІСТ

РЕФЕРАТ.....	7
ВСТУП.....	8
РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ.....	10
1.1. Місце розташування та обґрунтування вибору ділянки.....	10
1.2. Природно-кліматичні та інженерно-геологічні умови.....	11
1.3. Організація генерального плану.....	12
1.4. Об'ємно-просторові рішення.....	14
1.4.1 Параметри блоків.....	15
1.5. Конструктивні рішення.....	16
1.5.1 Покриття.....	17
1.5.2 Інженерно-технологічні елементи.....	18
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	19
2.1. Розрахунок плити покриття.....	19
2.1.1 Вихідні дані для проектування.....	19
2.1.2 Визначення навантажень.....	19
2.2. Збір навантаження на 1 м^2 покриття.....	20
2.3. Розрахунок полички на місцевий згин.....	21
2.4. Розрахунковий прольот, навантаження та зусилля в поперечному ребрі....	26
2.5. Розрахунок міцності нормальних перерізів поперечного ребра.....	28
2.6. Розрахунок поздовжніх ребер.....	31
2.6.1 Розрахункова схема.....	31
2.6.2 Зусилля в поздовжніх ребрах.....	31
2.6.3 Розрахунок за міцністю нормальних перерізів поздовжніх ребер.....	32
2.6.4 Розрахунок площі попередньо напруженої арматури.....	33
2.7. Розрахунок похилих перерізів поздовжнього ребра.....	33
2.8. Розрахунок двосхилої решітчастої балки.....	35
2.9. Визначення навантажень що діють на балку.....	35
2.10. Визначення площі поздовжньої арматури.....	37
2.11. Розрахунок кількості поперечного армування.....	38

2.12. Розрахунок поперечної сили вздовж похилої стиснутої смуги.....	43
РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	45
3.1. Призначення та сфера застосування типової технологічної карти.....	45
3.2. Склад робіт, що розглядається картою.....	45
3.3. Сезонні умови виконання робіт.....	45
3.4. Порядок прив'язки технологічної карти до об'єкта.....	45
3.5. Організація та технологія будівельного процесу.....	45
3.5.1 Підготовчі роботи та вимоги до готовності об'єкта.....	45
3.5.2 Способи, послідовність приготування та дозування компонентів суміші..	46
3.5.3 Послідовність укладання суміші.....	47
3.5.4 Особливості організації робіт та температурний режим у зимовий період.	48
3.5.5 Склад бригади та розподіл робочої сили.....	48
3.5.6 Контроль якості елементів підлоги.....	50
3.5.7 Нормативні вимоги та особливості застосування сухих сумішей.....	52
РОЗДІЛ 4. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА.....	57
4.1. Календарне планування будівництва.....	57
4.2. Будівельний генеральний план об'єкта зведення.....	57
4.3. Вибір будівельних машин і механізмів.....	58
4.4. Основні технологічні процеси виконання робіт.....	60
4.4.1 Земляні роботи.....	60
4.4.2 Геодезичні роботи.....	60
4.4.3 Зведення конструкцій.....	61
4.4.4 Монтаж залізобетонних конструкцій.....	61
4.4.5 Контроль якості.....	63
4.4.6 Прокладання зовнішніх інженерних мереж.....	63
4.5. Визначення тривалості будівництва.....	65
4.6. Потреба в кадрах.....	66
4.7. Тимчасові будівлі та споруди.....	66
4.8. Потреба в енергоресурсах.....	68
4.9. Потреба в воді.....	69

ВИСНОВОК.....	71
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	71
ДОДАТОК А.....	76
ДОДАТОК Б.....	79
ДОДАТОК В.....	83

РЕФЕРАТ

Кваліфікаційна робота на проєктування центру з продажу та обслуговування вантажних автомобілів розташованого на земельній ділянці загальною площею 0,8182 га. Об'єкт є затребуваним для функціонування транспортної інфраструктури, що складається з адміністративно-офісних приміщень, ремонтних зон та вбудованої споруди подвійного призначення, що є основною вимогою для безпеки та цивільного захисту згідно ДБН В.2.2-5:2023 "Захисні споруди цивільного захисту".

Каркасно-в'язева система забезпечує необхідну жорсткість та функціонування конструкції. Для реалізації цього рішення використано уніфіковані збірні залізобетонні елементи, що включають: вертикальні несучі колони, ригелі, кроквяні та підкроквяні балки. Каркас з диском покриття та перекриття створює просторову стійкість, що дозволяє організувати вільний внутрішній простір.

Розрахункова частина виконана для обґрунтування надійності запроєктованих систем. Зокрема, проведено розрахунки несучої колони та плити покриття на дію статичних навантажень. Продовженням проєктного рішення стала розробка технологічної карти на влаштування фібробетонної підлоги, яка виконана для сприйняття навантажень від автомобільного транспорту. Кінцевим етапом роботи є організація будівельного виробництва, в якому визначено послідовність виконання робіт, визначено кількість працівників та проведено розрахунки по визначенню потреби в тимчасових приміщеннях, потреби в воді та електрокомунікаціях .

ВСТУП

Промислове будівництво – це значуща область діяльності, яка включає зведення, модернізацію і реконструкцію промислових об’єктів. Цей процес охоплює цілий спектр будівельних, а також монтажних робіт, які являють собою процес створення інноваційних, багатофункціональних і безпечних споруд. Головна функція промислових будівель полягає у побудові ідеальних умов для створення продукції, технічного обслуговування, ремонту механізмів і транспортних засобів.

Нинішній крок для розвитку будівельної галузі потребує миттєвого вдосконалення технічних баз і відповідального підходу до конструювання. Необхідним чинником є використання новітніх матеріалів, втілення новаторських технологій будови та монтажу великогабаритних несучих конструкцій (колон, кроквяних та підкроквяних балок), а також конструкцій фундаментів та покрівель. Раціональне об’ємно-планувальне рішення, грамотне використання особливостей будівельного майданчика та послідовне блокування приміщень є провідним для оптимізації робочих процесів та створення безпечного середовища.

З огляду на це, проектування та будівництво сучасного центру з продажу і обслуговування вантажних автомобілів є концептуально важливим завданням. Такий об’єкт виступає фундаментальною ланкою транспортної логістики, гарантуючи безперебійне функціонування вантажних перевезень, що має прямий вплив на економічний розвиток і стійкість усіх суміжних сфер діяльності. Використання збірних залізобетонних елементів дає можливість створювати вільні від внутрішніх опор простори, що є кардинально важливим для маневрування великогабаритної техніки. Особлива увага приділяється влаштуванню промислової підлоги, де застосування дисперсного армування фіброю гарантує необхідну зносостійкість та ударостійкість покриття при постійних механічних навантаженнях.

Розташування об’єкта вздовж магістрального автошляху міжнародного значення (М-06) зумовлене високою інтенсивністю автомобільного потоку. Ріст

придорожного сервісу та будування актуальних ремонтно-експлуатаційних баз у стратегічних вузлах логістичної мережі є запорукою швидкого відновлення техніки та зменшення простоїв, що впливає на рентабельність транспортних перевезень.

РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ

1.1. Місце розташування та обґрунтування вибору ділянки

Будівництво центру по продажу та обслуговуванню вантажних автомобілів запроєктоване на земельній ділянці площею 0,8182 га, яка знаходиться в с. Копилів Бучанського району Київської області. Об'єкт розташований поблизу автомобільної дороги міжнародного значення М-06(Е40) Київ-Чоп. Це провідний фактор, який поєднує центральний регіон із західним кордоном. Розташування на відстані 48,2 км від межі столиці дозволяє трактувати його як периферійну сервісну зону. Таке розміщення є оптимальним для проведення технічних робіт транзитного автотранспорту, що сприяє дотриманню чинних нормативів організації придорожньої інфраструктури.

При виборі території враховувалось інтенсивність руху транспорту на даному відрізку, яка характеризується високою часткою великовагового транспорту. Зокрема, категорія тягачів з напівпричепами становить 4658 од/добу, що в поєднанні з важкими вантажними автомобілями (1269 од/добу) і іншими групами вантажного транспорту формує сталий попит на обслуговування і ремонт. Вибір площі земельної ділянки обґрунтовано технологічними потребами запроєктованого об'єкта і особливістю його функціонування. Незважаючи на те, що згідно з ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій» (Додаток А, табл. А1) нормативна площа вантажних підприємств складає 2,0-2,5 га, для сервісного центру обрано площу 0,8182 га [1]. Дане рішення прийнято вважати слушним, оскільки розрахункова потужність у 8 робочих постів та 25 місць тимчасового відстою не потребує значних територій для тривалого зберігання автопарку. Обрана площа дозволяє раціонально розмістити всі функціональні блоки та забезпечити дотримання нормативних радіусів розвороту великогабаритного транспорту.

Дотримання санітарно-гігієнічних вимог передбачено згідно з Державними санітарними правилами планування і забудови населених пунктів (ДСП 173-96). Відповідно до класифікації підприємств за класами шкідливості, проєктований об'єкт відноситься до класу IV (Додаток А, рис. А1). Санітарно-захисна зона 100м. Підприємства по обслуговуванню автомобілів (вантажні

автомобілі, а також автобуси міського транспорту) [2]. Фактична відстань до селітебної території складає понад 200 м. Зазначений розрив створює бар'єр техногенних і шумових впливів, що утворює екологічну безпеку оточуючого середовища.

1.2. Природно-кліматичні та інженерно-геологічні умови

Місце будівництва, яке розташоване у с. Копилів Бучанського району Київської області, згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 відноситься до І-го (північно-західного) кліматичного району [3] (Додаток А, табл. А.2, рис. А.2).

Клімат ділянки помірно-континентальний із середньорічною температурою повітря $+8^{\circ}\text{C}$. Середня температура січня становить від -5°C до -8°C (абсолютний мінімум -40°C). Температура липня $+18^{\circ}\text{C} \dots +20^{\circ}\text{C}$ (абсолютний максимум $+40^{\circ}\text{C}$).

Середньорічна кількість опадів дорівнює 642 мм, а відносна вологість повітря у липні становить 65-75%. Переважний напрямок вітру у січні - західний і північно-західний, у липні - західний. Середня швидкість вітру за розташуванням складає менше 3,0 м/с. Детальніша інформація щодо вітрового режиму, на основі яких побудована роза вітрів, наведено у табл. 1.1.

Таблиця 1.1

Вітровий режим

Період	Повторюваність напрямку вітру % середня швидкість м/с							
	Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗ	З	ПнЗ
Січень	$\frac{11,2}{3,2}$	$\frac{4,6}{2,0}$	$\frac{5,8}{1,7}$	$\frac{11,9}{2,0}$	$\frac{14,1}{2,7}$	$\frac{14,0}{3,0}$	$\frac{23,5}{3,0}$	$\frac{14,9}{2,9}$
Липень	$\frac{18,0}{2,7}$	$\frac{9,1}{3,1}$	$\frac{4,8}{1,6}$	$\frac{8,0}{1,8}$	$\frac{11,3}{2,1}$	$\frac{10,4}{2,3}$	$\frac{20,4}{2,1}$	$\frac{18,0}{2,4}$

Кліматичні навантаження на несучі конструкції приймаємо за характеристичними значеннями для м. Київ згідно ДБН В.1.2-2:2006 [4] (Додаток А, табл. А.3):

- Вага снігового покриву S_0 – 1550 Па;
- Граничний вітровий тиск W_0 – 370 Па;
- Товщина стінки ожеледі b – 19 мм;
- Вітровий тиск при ожеледі W_B – 160 Па.

Згідно з ДБН В.1.1-12:2014. сейсмічність району будівництва приймаємо 6 балів[5](Додаток А, табл. А.4). Враховуючи клас наслідків СС2 отримуємо кінцеве рішення, будівля не потребує виконання антисейсмічних заходів.

Інженерно-геологічні умови майданчика відповідають II категорії складності (середня складність). За результатами вишукувань у межах геологічного розрізу отримано такі інженерно-геологічні елементи:

- ІГЕ 1 – Ґрунтово-рослинний шар (супісок піщанистий темно-сірий, твердий);
- ІГЕ 2 – Супісок піщанистий коричнево-сірий, пластичний;
- ІГЕ 3 – Суглинок легкий пілуватий напівтвердий і тугопластичний;
- ІГЕ 4 – Суглинок легкий світло-сірий, тугопластичний;
- ІГЕ 5 – Суглинок із вмістом органічних речовин, сірий, м'якопластичний.

Ґрунти основи відповідають категорії непросідаючих.

1.3. Організація генерального плану

Ділянка забудови має функціональне зонування, що забезпечує автономний цикл обслуговування і продажу габаритного транспорту. Будівництво запроектоване у дві черги:

- I черга включає контрольно-пропускний пункт (КПП), підземну споруду подвійного призначення (СПП) з властивостями ПРУ на 98 місць і прокладання основних інженерних мереж.
- II черга полягає у зведенні основного блоку технічного обслуговування на 8 постів з адміністративно-офісними приміщеннями і розташуванням зони відстою транспорту.

В'їзд на територію організований таким чином, щоб забезпечити комфортне маневрування сідельних тягачів і термічних причепів. При заїзді на

територію розташований контрольно-пропускний пункт прямокутної форми з розмірами в осях: 1-2 (6,5 м) і А-В (5 м). Для гарантування безпеки встановлено обладнання автоматизованої системи захисту у вигляді шлагбаума.

Влаштування покриття всієї території і під'їзних шляхів виконане з армованого асфальтобетону.

Проект містить:

- Зону розміщення легкових автомобілів працівників, а також відвідувачів – 7 маш.-місць;
- Зону відстою сідельних тягачів – 7 маш.-місць;
- Зону відстою термічних причепів – 6 маш.-місць;
- Зону відстою вантажних автопоїздів – 5 маш.-місць.

Для уникнення застою дощової води на поверхні покриття влаштовано систему поверхневого водовідведення. Вертикальне планування виконане з урахуванням ухилів, які сприяють самоплинному стоку атмосферних опадів.

Електропостачання об'єкта забезпечується розташуванням трансформаторної підстанції. Живлення підстанції здійснюється міською мережею електропостачання напругою 10кВ. Місце розташування відповідає нормативному розриву та умовам зручного обслуговування. З метою стабільного робочого процесу в темний період доби по всьому периметру, а також в зонах відстою вантажівок, встановлено освітлювальне обладнання (LED-прожектори).

Проектом передбачено озеленення території, що має як естетичну, так і санітарно-захисну функцію. Від огороження влаштовується зелена зона завширшки 2 м. Ця ділянка містить листяні та хвойні насадження, що утворює шумовий та пиловий бар'єр. По периметру будівлі знаходиться зона з низьким декоративним насадженням, що надає привабливий вигляд адміністративному корпусу.

Техніко-економічні показники генерального плану наведені в табл. 1.2

Таблиця 1.2

Техніко-економічні показники генплану

Позиція	Найменування	Одиниці виміру	Кількість
1	Площа ділянки	га	0,8182
2	Площа забудови	м ²	2443,52
3	Площа доріг та майданчиків	м ²	4632,07
4	Площа озеленення	м ²	1106,41
5	Щільність забудови	%	29,86
6	Процент озеленення	%	13,53

Для продуктивного функціонування комплексу на ділянці запроєктовано сукупність будівель та споруд, перелік яких наведено в табл. 1.3. Номера будівель у таблиці відповідають позиціям у графічній частині (аркуш 1)

Таблиця 1.3

Експлікація будівель і споруд

Позиція	Найменування	Площа м ²	Примітка
1	Контрольно пропускний пункт	36,18	-
2	Блок адміністративно офісних приміщень	562,55	-
3	Блок технічного обслуговування автомобілів на 8 постів	1813,3	-
4	Трансформаторна підстанція	31,49	-

1.4. Об'ємно-просторові рішення

Будівля в плані має прямокутну форму з розмірами в координатних осях 1-11 складає 61,5 м, також осях А-М 36 м. Величина загальної площі забудови становить 2443,52 м². Об'ємно-просторова структура об'єкта виділяє два основні функціональні блоки:

- Адміністративно-офісний блок:
- Блок технічного обслуговування на 8 постів.

Під адміністративним блоком розміщено вбудовану споруду подвійного призначення із захисними властивостями протирадіаційного укриття. У мирний час більша частина приміщень виконує функцію складських приміщень для зберігання обладнання та запасних частин вантажівок, що спонукає раціонально використовувати простір, дотримуючись вимог ДБН.В.2.2-5:2023. За нульову відмітку прийнято рівень чистої підлоги сходового майданчика 1,11 на рівні землі.

1.4.1 Параметри блоків

Адміністративно-офісний блок розташований у координаційних осях 1-3/А-М, що включає просторове розміщення керівного персоналу, побутових приміщень робочої ланки та місць обслуговування клієнтів. Загальна висота становить 8 м. Розташування евакуаційних шляхів запроєктовано двома сходовими клітинами, розташованими в осях А-В/2-3 та Д-Е/1-2 [7,8].

Таблиця 1.4

Експлікація приміщень

Позиція	Назва	Площа м ²	Ступінь вогнестійкості	Кат.вибухо- пожежної безпеки
1.1	Склад запчастин	189,79	II	В
1.2	Вестибюль	57,73	I	В
1.3	Сходова клітина № 1	18	I	Д
1.4	Відділ продажу	25,95	III	В
1.5	Кухня	27,03	II	В
1.6	Архів	23,95	III	В
1.7	Санвузол	8,28	III	Д
1.8	Душова	6,26	II	Д
1.9	Зал очікування	115	III	В
1.10	Виробничо диспетчерська	25.01	III	В
1.11	Сходова клітина № 2	18	I	В

Блок технічного обслуговування інтегрований в осях 3'-11/А-М. Просторово-планувальне рішення являє собою двопролітну схему із прольотами 18,0 м, що забезпечують нормативні 36 м робочої зони. Висота робочої зони складає 7,2 м. Це зумовлено геометрією об'єктів обслуговування та потребою в забезпеченні простору для функціонування обладнання. Найвища відмітка будівлі становить 9,9м.

Для виконання ремонтних робіт в осях А і М розміщуються 8 в'їзних-виїзних прорізів, обладнаних підйомно-поворотними ролетними воротами 5×6 м. Перед воротами передбачені залізобетонні пандуси з ухилом 8°. Природне інсоляційне освітлення та вентиляція досягаються заповненням віконних прорізів металопластиковими віконними блоками з двокамерними енергоефективними склопакетами.

1.5. Конструктивні рішення

Будівля сервісного центру прийнята за каркасно-в'язевою схемою, що відповідає об'єктам із комбінованими функціональними зонами та значними навантаженнями [6,9]. Незмінність, просторова жорсткість та стійкість забезпечується:

- Жорстким защемленням колон у стакани фундаментів;
- Формуванням просторових рам за рахунок спряження колон із конструкціями покриття;
- Організацією вертикальних і горизонтальних систем металевих зв'язків по колонах і покриттю;
- Монолітними ядрами жорсткості в адміністративній частині;
- Створенням жорсткого диска покриття та перекриття після замонолічування швів між збірними залізобетонними плитами.

Адміністративно-офісний блок прийнятий каркасною структурою з сіткою колон 6,0×6,0 м. Перекриття виконане зі збірних круглопустотних плит типу ПК-15×60. Зовнішнє огороження виконане з навісних стінових панелей товщиною 300 мм. Внутрішні стіни та перегородки товщиною 250 мм зводяться з повнотілої

керамічної цегли марки М120 на цементно-піщаному розчині марки М25. Міжкімнатні перегородки товщиною 150 мм.

Для внутрішнього простору цеху застосовано комбінований крок колон: крок крайніх колон по повздовжніх осях А і М становить 6 м, тоді як крок центрального ряду колон по осі Д збільшено до 12 м. Вертикальні елементи виконані зі збірного залізобетону класу С30/35. Колони крайніх рядів (осі А, М) мають прямокутний переріз 400×400 мм та робочу висоту 7200 мм. Колони середнього ряду сприймають подвійне навантаження від суміжних прольотів, тому запроєктовано перерізом 300×400 мм та висотою 6600 мм. Для кріплення стінових панелей встановлено сталеві фахверкові стійки перерізом 250×250 мм, з прокатних швеллерів профілю 12У.

1.5.1 Покриття

Покриття цеху реалізоване за рахунок збірних кроквяних та підкроквяних балок. Кроквяні балки прольотом 18 м шарнірно спираються на колони крайніх рядів та на підкроквяні балки прольотом 12 м, що встановлені по центральній осі Д. На балки монтуються збірні залізобетонні ребристі плити покриття ПП 3×12 м. Водовідведення з покрівлі виконується за допомогою водовідводу. Щоб уникнути застоювання води, передбачено утворення ухилів 1,5-2,0° виконаних клиноподібними плитами утеплювача. В місцях примикання покрівельного килима до парапета враховано влаштування додаткових рулонних шарів та монтаж металевих фартухів, що захищають від опадів.

Таблиця 1.5

Пошаровий склад покрівлі виробничого цеху

№ з/п	Конструктивний шар	Найменування	Товщина шару
1	2	3	4
1	Захисний шар	Річкова галька 10-20мм	30
2	Гідроізоляційний килим	2 шари наплавленого полімерно-бітумного єврорубероїду «Акваізол СБС-ПЕ-5.0-П»	20
3	Вирівнювальна основа	Цементно-піщаний розчин М150, армований зварною сіткою Вр-1	80

Продовження табл. 1.5

1	2	3	4
4	Теплоізоляційний шар	Гідрофобізовані плити з кам'яної вати ROCKWOOL Руф Баттс В	20
5	Пароізоляція	Мембрана «SWEETONDALE Паробар'єр С»	3
6	Несуча конструкція	Збірні ребристі залізобетонні плити ПП 3×12	450

1.5.2 Інженерно-технологічні елементи

Підлога цеху виконана у вигляді армованої плити з фібробетону товщиною 320 мм, що укладається по ущільненій щебенево-піщаній основі. Поверхня обробляється топінгом з покриттям силером для гідрофобізації.

Для здійснення ремонтних і діагностичних робіт ходової частини вантажівок влаштовано 8 оглядових ям розмірами 4500×1200 мм та глибиною – 1500 мм від позначки чистої підлоги. Стіни оглядових ям виконано з монолітного залізобетону товщиною 200 мм, обладнано технологічними нішами для інструментів.

Будівля забезпечена внутрішніми інженерними мережами: Господарсько питного та протипожежного водопостачання, побутової каналізації, водяного опалення, вентиляції.

В прольотах цеху встановлено підвісну електричну кран-балку вантажопідйомністю 5 т, що відноситься до групи режиму роботи А5. Вибір даного устаткування зумовлений необхідністю підйому вантажів у межах всього прольоту без використання опорних елементів на рівні підлоги.

Основні технічні характеристики:

- Вантажопідйомність – 5,0 т;
- Висота підйому – 8 м;
- Швидкість підйому – 1-4 м/хв;
- Швидкість пересування – 5-20 м/хв;
- Живлення – 380 В;
- Система управління – радіокерування;
- Власна вага – 3,1 т.

РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Розрахунок плити покриття[15]

2.1.1 Вихідні дані для проектування

1. Будівля – одноповерхова;
2. Район будівництва – с. Копилів Бучанського району Київської області.
3. Клас наслідків будівлі – СС2, категорія відповідальності плити покриття – Б; $\gamma_n = 1,05$ (І група), $\gamma_n = 0,975$ (ІІ група);

4. Категорія відповідальності кроквяних конструкцій – А

$$(\gamma_n = 1,1 \text{ (І група)}).$$

5. Плита покриття – ребриста 1,5×6,0 м;

6. Тип підлоги – фібробетон

7. Клас бетону плити покриття – С25/30 (Додаток Б, табл. Б.1)

$$f_{cd} = 17,0 \text{ МПа}; f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа}; f_{ck,prism} = 22 \text{ МПа};$$

$$f_{ctk,0,05} = 1,8 \text{ МПа}; E_{cm} = 32,5 \times 10^3 \text{ МПа};$$

8. Клас арматури повздовжніх ребер А500С (Додаток Б, табл. Б.2)

$$f_{pd} = 637,5 \text{ МПа}; E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ МПа}; f_{pk} = 1050 \text{ МПа};$$

$$f_{p0,1k} = 955 \text{ МПа}.$$

9. Клас робочої повздовжньої арматури поперечних ребер А400С (Додаток Б, табл. Б.3)

$$f_{yd} = 364 \text{ МПа}; f_{ywd} = 285 \text{ МПа}; E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа}.$$

10. Клас поперечної арматури ребер В500:

$$f_{yd} = 435 \text{ МПа}; f_{ywd} = 300 \text{ МПа}; E_s = 1,9 \times 10^5 \text{ МПа}.$$

2.1.2 Визначення навантажень

Для розрахунку плити покриття зі збірного залізобетону визначаємо всі параметри навантажень, які діють на об'єкт.

Збір навантаження на 1 м² збірного ребристого покриття виконують відповідно до [11,16,17].

Навантаження на плиту приймаємо рівномірно-розподіленим. Збірну ребристу плиту покриття зображено на рис. 1.

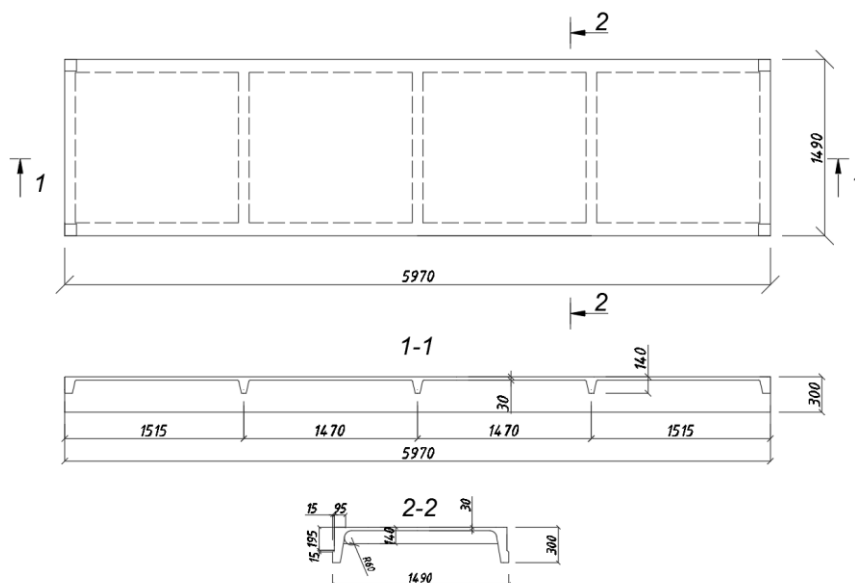


Рис. 1 – Опалубочне креслення ребристої плити покриття

2.2. Збір навантаження на 1 м^2 покриття

При проектуванні конструкції збірного залізобетонного покриття основним етапом є збір навантаження на 1 м^2 поверхні. Це охоплює різні види навантажень, таких як постійні (власна вага конструкції), [16], змінні (тривалі та короточасні) та епізодичні навантаження [16], які діють на покриття.

Для забезпечення надійності та функціонування конструкції потрібно виконувати розрахунки за граничними станами, передбачаючи врахування коефіцієнтів надійності, згідно нормативних документів [11,16,17]:

γ_n^I – коефіцієнт надійності за відповідальністю, застосовується для першої групи граничних станів ([11], табл. 5).

γ_n^{II} – коефіцієнт надійності за відповідальністю для другої групи граничних станів([11], табл. 5).

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням для граничних розрахункових значень навантажень [16]

При виконанні збору навантаження потрібно визначити вагу плити покриття:

– площа поперечного перерізу

$$A_c = 1490 \times 30 + 2(65 \times 270) + 2 \times (95 \times 15) + \left(\frac{1}{2} \times 3,14 \times (60)^2\right) \times \frac{1}{2}$$

$$= 85476 \text{ мм}^2$$

- вага плити при щільності бетону $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$ з урахуванням довжини плити 6 м.

$$G = 0,085 \times 2,5 \times 6 = 1,275 \text{ т.}$$

навантаження від ваги плити на 1 м^2 покриття

$$\frac{G}{b \times L} = \frac{1,275 \times 9,81}{1,5 \times 6} \times 0,95 = 1,38 = 0,138 \text{ кН/м}^2$$

Таблиця 2.1

Збір навантажень на 1 м^2 покриття

Навантаження	Характеристичне навантаження кН/м^2 , $\gamma=1$	Розрахунок за II гр. граничних станів			Розрахунок за I гр. граничних станів		
		γ_n^{II}	γ_{fm}	Нав.	γ_n^I	γ_{fm}	Нав.
1. Постійні:							
Шар гравію з річкової гальки 10-20мм,	0,78	0,975	1	0,76	1,05	1,3	1,06
Гідроізоляція (два шари єврорубероїда)	0,07	0,975	1	0,068	1,05	1,3	0,095
Вирівнююча стяжка $t = 80 \text{ мм}$, $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	1,44	0,975	1	1,404	1,05	1,3	1,96
Утеплювач кам'яна вата $t = 200\text{мм}$	0,10	0,975	1	0,0975	1,05	1,3	0,136
Обмазувальна пароізоляція	0,55	0,975	1	0,536	1,05	1,3	0,75
Всього від покрівлі	2,94			2,86			4
Залізобетонна плита покриття	1,38	0,975	1	1,345	1,05	1,1	1,59
Всього постійні	4,117			4			5,36
2. Тимчасові:							
Снігове	1,55	0,975	0,49	1,36	1,05	1,14	1,86

Зосереджена сила від робітників	1	0,975	1	0,975	1,05	1,2	1,26
---------------------------------	---	-------	---	-------	------	-----	------

2.3. Розрахунок полицки на місцевий згин

Розрахунок виконуємо для перевірки жорсткості та міцності від дії місцевих навантажень (людей, обладнання тощо). Розрахунок проводимо з метою запобігання руйнувань або локальних деформацій, які вірогідно виникнуть через скупчення навантажень на невеликій ділянці плити.

Розрахункові прольоти полицки обчислюємо як відстані у світлі між опорами. Вони зумовлені розташуванням опор та конструктивної схеми плит.

Розрахункові прольоти в світлі:

- для середніх ділянок

$$l_{01} = 1470 - 90 = 1380 \text{ мм}$$

$$l_{02} = 1490 - 2 \times (15 + 95) = 1270 \text{ мм}$$

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{1270}{1380} = 0,92 > 3$$

- для крайніх ділянок

$$l_{01} = 1515 - 65 - \frac{140}{2} = 1380 \text{ мм}$$

$$l_{02} = 1490 - 2 \times (15 + 95) = 1270 \text{ мм}$$

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{1270}{1380} = 0,92 > 3$$

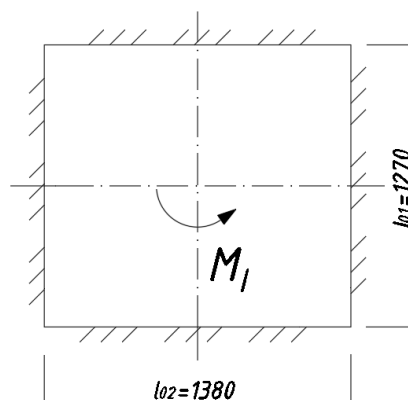


Рис. 2 Схема плити яка працює на згин

Поличку плити розглядаємо як плиту, яка працює на місцевий згин.

Поличка спирається на ребра плити з кроком 1 м.

При співвідношенні сторін $l_{02}/l_{01} = 1270/1380 = 0,92 > 3$, плита працює на згин у двох напрямках. Проте, зважаючи на незначні габарити комірки та запас міцності, роботу полички розглядаємо лише у короткому напрямку.

Розрахункова ширина плити прийнята 1 м.

Розрахункове навантаження від конструкції покриття та власної ваги полички (g_1) при її товщині $h_f = 30$ мм:

$$g = g_1 + h_f \times \rho \times g \times \gamma_n \times \gamma_{fm} ,$$

$$g = 4 + 0,003 \times 2,5 \times 9,81 \times 1,05 \times 1,1 = 4,08 \text{ кН/м}^2 .$$

З табл. 1 тимчасове навантаження становитиме:

- від снігу : $V = 1,86 \text{ кН/м}^2$;
- від робітника з інструментом: $V = 1,26 \text{ кН/м}^2$;

Відповідно, повне розрахункове навантаження:

$$q = g + V ,$$

$$q = 4,08 + 1,86 = 5,94 \text{ кН/м}^2 ,$$

$$q = 4,08 + 1,26 = 5,34 \text{ кН/м}^2 ,$$

При співвідношенні сторін $l_{02}/l_{01} = 1270/1380 = 0,92 > 3$

Дізнаємося момент діючий по центру розрахункового прольоту:

при дії снігового та постійного навантаження:

$$M = \frac{q \times l_{01}^2}{16}$$

- на крайній ділянці

$$M_1 = \frac{5,94 \times 1,38^2}{16} = 0,707 \text{ кНм}$$

- в середині прольоту

$$M_1 = \frac{5,94 \times 1,38^2}{16} = 0,707 \text{ кНм.}$$

При дії робітника з інструментом та постійного навантаження:

- на крайній ділянці

$$M = \frac{5,34 \times 1,38^2}{16} = 0,635 \text{ кНм.}$$

– в середині прольоту

$$M = \frac{5,34 \times 1,38^2}{16} = 0,635 \text{ кНм.}$$

Полицю плити розраховують як прямокутний переріз, армований зварною арматурною сіткою класу В500 діаметром 5 мм.

Стержні розміщують у центральній частині перерізу з урахуванням вимог мінімально допустимого захисного шару бетону.

Таке армування утворює рівномірний розподіл напружень в перерізі, необхідну міцність та опір згинальним моментам, що під дією експлуатаційних навантажень зменшує утворення тріщин.

Підбір арматури, що спрямована вздовж плити покриття:

Робочу висоту перерізу плити приймаємо:

$$d = \frac{h}{2} - \frac{\varnothing}{2}$$

$$d = \frac{30}{2} - \frac{5}{2} = 12,5 \text{ мм.}$$

Щоб визначити характер руйнування та оцінки міцності перерізу розраховуємо граничну відносну висоту стиснутої зони бетону $\xi_{lim}(\xi_R)$ з умови рівноваги між силами розтягу в арматурі та зусиллями стиску бетону. Показник $\xi_{lim}(\xi_R)$ отримуємо від класу бетону та арматури:

$$\xi_{lim}(\xi_R) = \frac{\xi_{cu3}}{\xi_{cu3} + \xi_{s0}},$$

де ξ_{cu3} ; ξ_{s0} – знаходимо за (Додаток Б, табл. Б.1), та (Додаток Б, табл. Б.3)

$$\xi_{lim}(\xi_R) = \frac{0,0030}{0,0030 + 0,0026} = 0,53;$$

Коефіцієнт a_m визначаємо за формулою:

$$a_m = \frac{M}{f_{cd} \times b \times d^2};$$

де М – згинальний момент;

f_{cd} – розрахункова міцність бетону на стиск[18,17](Додаток Б, табл. Б.1);

b – ширина перерізу, прийнято 1000 мм;

d – робоча висота перерізу.

$$a_m = \frac{0,707 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 12,5^2} = 0,266$$

Визначаємо значення ξ та ζ при $a_m = 0,246$, за (Додаток Б. табл. Б.4)

$a_m = 0,266$, тоді $\xi = 0,404$, $\zeta = 0,832$

Перевіряємо умову

$$\xi \leq \xi_{lim}(\xi_R),$$

де ξ_{lim} – граничне значення відносної висоти стиснутої зони

ξ_R – позначення граничного значення відносної висоти стиснутої зони

$$\xi = 0,4 < \xi_{lim}(\xi_R) = 0,53$$

При $\xi = 0,4 < \xi_{lim}(\xi_R) = 0,53$, руйнування відбувається за рахунок текучості арматури, тобто можливий варіант пластичного руйнування.

Визначаємо площу перерізу арматури:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \times d \times \zeta},$$

де M – згинальний момент

f_{yd} – розрахунковий опір арматури[19]

d – робоча висота перерізу

ζ – плече внутрішньої пари сил

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \times d \times \zeta} = \frac{0,707 \times 10^6}{435 \times 12,5 \times 0,832} = 156,27 \text{ мм}^2.$$

Коефіцієнт армування:

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{147,6}{1000 \times 13} = 0,011 > \rho_{min} = 0,0005.$$

За сортаментом приймаємо арматуру 8Ø5B500 з кроком 100 мм(Додаток Б, табл. Б.4)

Підбір арматури що спрямована впоперек плити покриття

Робоча висота перерізу плити з урахуванням діаметра арматури 5 мм:

$$d = \frac{30}{2} - \frac{5}{2} = 12,5 \text{ мм.}$$

Прийнявши момент $M_2 = 0,4 \times 0,707 = 0,282 \text{ кНм}$,

$$a_m = \frac{0,282 \times 10^6}{17 \times 1000 \times 12,5^2} = 0,106$$

При визначенні a_m приймаємо ζ та ξ за (Додаток Б. табл.Б.5)

$$a_m = 0,106, \text{ тоді } \xi = 0,142; \zeta = 0,941$$

Очевидно умова $\xi \leq \xi_{lim}(\xi_R)$, виконується.

При $a_m = 0,106$, $\zeta = 0,941$.

Визначаємо площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \times d \times \zeta} = \frac{0,282 \times 10^{-6}}{435 \times 12,5 \times 0,941} = 55,11 \text{ мм}^2.$$

Так як арматура розташована впоперек плити яка вважається розподільчою, її діаметр приймаємо конструктивно $\emptyset 5$ мм з кроком 200 мм.

Приймаємо сітку для армування:

$$C_1 \frac{\emptyset 5B500 - 150}{\emptyset 5B500 - 200} 1400 \times 5900.$$

2.4. Розрахунковий прольот, навантаження та зусилля в поперечному ребрі

Поперечні ребра плити розраховуємо з ціллю забезпечити їхню жорсткість, міцність та стійкість під впливом зовнішніх навантажень. Вони є важливою складовою у загальній конструкції, сприяючи покращення жорсткості плити та сприймають згинальні моменти та силу зсуву.

Розглянуто розрахунок середнього поперечного ребра, як найбільш завантаженого, тому що армування середнього поперечного ребра відрізняється від інших лише довжиною поперечних стержнів.

Розрахункова схема являє собою балку, що вільно спирається на дві опори. Вибір трапецієподібної форми епюри пояснюється обпиранням плити на ребра, що розташовуються по її контуру.

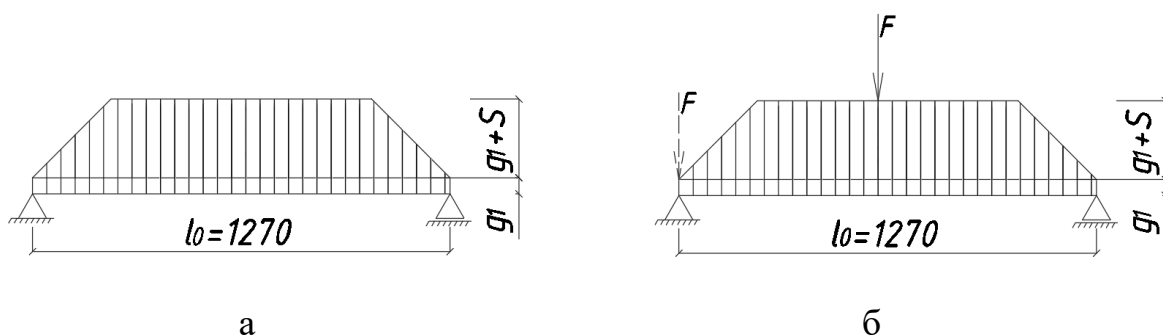


Рис.3. Розрахункові схеми:

а – від снігового та постійного навантаження

б – від зосередженого та постійного навантажень

Розрахунковий проліт приймаємо рівним між повздовжніми ребрами відстані в світу:

$$l_0 = l_{02} = 1270 \text{ мм};$$

Розрахункові навантаження на ребро складаються від навантаження на плиту і від власної ваги ребра, зібраного з ширини $l_{01} = 1470 \text{ мм}$:

– g_1 – вага 1 м. поперечного ребра:

$$g_1 = \left(\frac{b_1 + b_2}{2} \right) \times (h_1 - h'_f) \times \rho \times g \times \gamma_n \times \gamma_{fm},$$

$$g_1 = \left(\frac{0,03 + 0,06}{2} \right) \times (0,14 - 0,03) \times 2,5 \times 9,81 \times 1,1 \times 1,05 = 0,14 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

– g_2 – навантаження від плити та покрівлі:

$$g = 4,08 \text{ кН/м}$$

$$g_2 = 4,08 \times 1,47 = 6 \text{ кН/м};$$

– розрахункове снігове навантаження:

$$S = l_{01} \times g$$

$$\text{де } g = 1,86 \text{ кН/м}^2,$$

$$S = 1,47 \times 1,86 = 2,73 \text{ кН/м};$$

Визначення зусиль всередині ребра від розрахункових комбінацій:

1. Зусилля від снігового та постійного навантаження:

– Знаходимо максимальний розрахунковий момент посередині ребра:

$$M = \frac{(g_1 + g_2 + S) \times l_0^2}{8} - \frac{(g_2 + S) \times l_{02}^2}{24};$$

$$M = \frac{(0,14 + 6 + 2,73) \times 1,27^2}{8} - \frac{(6 + 2,73) \times 1,47^2}{24} = 1 \text{ кНм}$$

– максимальна поперечна сила

$$Q = \frac{(g_1 + g_2 + S) \times l_0}{2} - \frac{(g_2 + S) \times l_{02}}{4}$$

$$= \frac{(0,14 + 6 + 2,73) \times 1,27}{2} - \frac{(6 + 2,73) \times 1,47}{4} = 2,42 \text{ кН.}$$

2. Зусилля від зосередженого і постійного навантаження:

- згинальний момент від зосередженої сили з урахуванням часткового защемлення ребра:

$$M = \frac{(g_1 + g_2) \times l_0^2}{8} - \frac{(g_2) \times l_{02}^2}{24} + \frac{F \times l_0}{5},$$

де F – прийнято за табл.2.1

$$M = \frac{(0,14 + 6) \times 1,27^2}{8} - \frac{(6) \times 1,47^2}{24} + \frac{1,26 \times 1,27}{5} = 1,01 \text{ кНм}$$

- поперечна сила, з урахуванням зосередженого навантаження розташованого на опорі:

$$Q = \frac{(g_1 + g_2) \times l_0}{2} - \frac{g_2 \times l_{02}}{4} + F = \frac{(0,14 + 6) \times 1,27}{2} - \frac{6 \times 1,47}{4} + 1,26$$

$$= 2,95 \text{ кН.}$$

2.5. Розрахунок міцності нормальних перерізів поперечного ребра

Проектування залізобетонних конструкцій полягає в підборі арматури згідно розрахункових навантажень, положень нормативних документів і конструктивних вимог[18,19].

Ребра плити сприймають основне навантаження, оскільки вони сприяють утворенню додаткової жорсткості конструкції та перерозподілу зусиль.

За інженерною методологією конструювання залізобетонних елементів, у нижній частині ребер – розтягнутій зоні перерізу розташовують поздовжню арматуру.

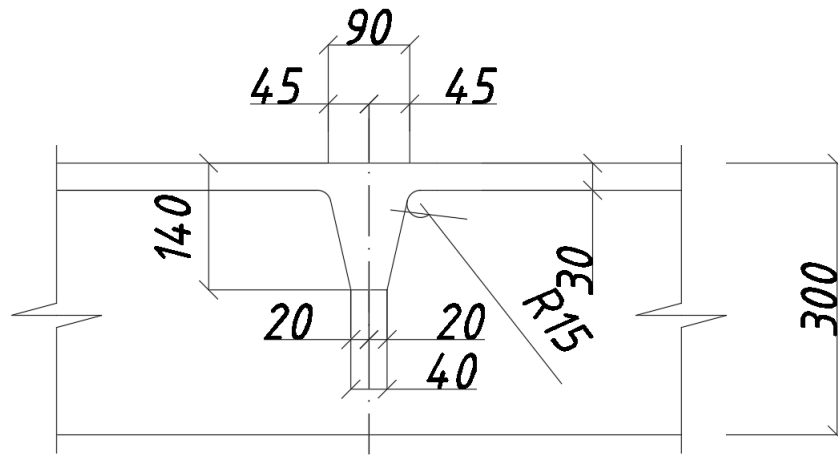


Рис.4 До визначення ширини полицки

Під час підбору повздовжньої арматури використовуємо комбінацію 1. Поперечне ребро $h_1 = 140$ мм та ділянка плити товщиною $h'_f = 30$ мм, працюють в стиснутій зоні [18,19].

Розраховуємо ширину таврового перерізу полицки:

$$b_{eff} = b_w + 2 \times b_{eff,1}$$

де:

$$b_{eff,1} = 0,2 \times b_1 + 0,1 \times l_0 \leq 0,2 \times l_0;$$

$$b_1 = \frac{l_1 - b_w}{2} = \frac{1470 - 90}{2} = 690 \text{ мм};$$

Перевіряємо умову:

$$b_{eff,1} = 0,2 \times 690 + 0,1 \times 1270 = 265 \text{ мм} \leq 0,2 \times 1270 = 254 \text{ мм};$$

Умова не виконується, приймаємо: $b_{eff,1} = 265$ мм, тоді

$$b_{eff} = 90 + 2 \times 265 = 620 \text{ мм}.$$

Згідно розрахунку, приймаємо ширину таврового перерізу полицки $b_{eff} = 620$ мм.

Відповідно до вихідних умов, для армування ребра плити покриття приймаємо арматуру класу А400С.

Визначаємо робочу висоту ребра враховуючи попередньо передбачений діаметр арматури:

$$d = h - \left(a + \frac{\phi}{2} \right)$$

де

$a = 20$ мм- захисний шар бетону.

$$d = 140 - \left(20 + \frac{12}{2}\right) = 114 \text{ мм},$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_{lim}(\xi_R) = \frac{\xi_{cu3}}{\xi_{cu3} + \xi_{so}} = \frac{3}{3+1,8} = 0,625.$$

Алгоритм розрахунку залізобетонного двотавра залежить від висоти стиснутої зони бетону, тому її обчислюють у першу чергу на основі заданого згинального моменту (M) що не перевищує граничне значення моменту (M_f).

Перевіряємо умову:

$$M \leq M_f$$

де:

$$M_f = b_{eff} \times h'_f \times f_{cd} \times (d - 0,5 \times h'_f)$$

$$M_f = 620 \times 30 \times 17 \times (114 - 0,5 \times 30) = 31,3 \times 10^6 \text{ Н мм} = 31,3 \text{ кНм}.$$

$$M = 1 \text{ кНм} \leq M_f = 31,3 \text{ кНм},$$

Нейтральна вісь перебуває в межах полочки та розрахунковий переріз – прямокутний з шириною $b_{eff} = 620$ мм.

Визначаємо величину необхідної площі робочої арматури:

$$a_m = \frac{M}{f_{cd} \times b_{eff} \times d^2};$$

$$a_m = \frac{1 \times 10^6}{17 \times 620 \times 114^2} = 0,007$$

Знаходимо значення ξ та ζ при $a_m = 0,007$, $\xi=0,01$; $\zeta=0,997$

Виконуємо перевірку варіанта руйнування перерізу за умова:

$$\xi < \xi_{lim}(\xi_R);$$

$$\xi = 0,01 < \xi_{lim}(\xi_R) = 0,625;$$

умова виконується, відповідно руйнування починається з розтягнутої арматури.

Визначаємо площу перерізу робочої арматури:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \times \zeta \times d};$$

$$A_s = \frac{1 \times 10^6}{435 \times 0,997 \times 114} = 20,22 \text{ мм}^2;$$

Коефіцієнт армування визначаємо при:

$$b = \frac{90 + 60}{2} = 75 \text{ мм};$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{20,22}{75 \times 114} = 0,002 \geq \rho_{min} = 0,0005$$

Згідно сортаменту (Додаток Б, табл. Б.4), приймаємо арматуру в нижній зоні ребра Ø6A400C ($A_{s1} = 28,3 \text{ мм}^2$).

Поперечну арматуру приймаємо конструктивно Ø5 B500 з кроком 150мм.

2.6. Розрахунок повздовжніх ребер

Розрахунок повздовжніх ребер ребристої плити виконуємо для забезпечення жорсткості, надійності та стійкості від експлуатаційних навантажень.

2.6.1 Розрахункова схема

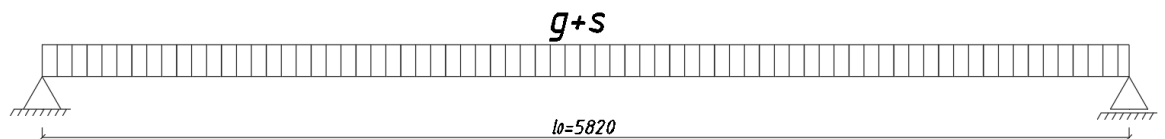


Рис.5 – Розрахункова схема повздовжніх ребер

Визначаємо розрахунковий проліт ребра.

$$l_0 = 5970 - 2 \times 75 = 5820$$

Виконуємо збір навантажень на 1 м.п. плити з шириною 1,5 м табл. 2.2.

Таблиця 2.2

Збір навантажень на 1 м.п. поздовжніх ребер плити

Навантаження	Величина навантаження, кН/м.п.	
	Розрахункове навантаження	Розрахункове навантаження
Постійне:		
Плита покриття	$1,38 \times 1,5 = 2,07$	$1,59 \times 1,5 = 2,385$

Ізоляційний шар	$2,94 \times 1,5 = 4,41$	$4 \times 1,5 = 6$
Разом постійне:	$g_e = 6,48$	$g = 8,385$
Тимчасове:		
Снігове	$S_e = 1,55 \times 1,5 = 2,325$	$1,86 \times 1,5 = 2,07$
Повне	$q_e = 8,8$	$q = 11,175$

2.6.2 Зусилля в поздовжніх ребрах

- від горизонтального навантаження:

$$M_{Ed} = \frac{q \times l_0^2}{8} = \frac{11,17 \times 5,82^2}{8} = 47,29 \text{ кНм/м};$$

$$Q = V_{Ed} = \frac{q \times l_0}{2} = \frac{11,17 \times 5,82}{2} = 32,5 \text{ кН}$$

- від повного експлуатаційного навантаження:

$$M = \frac{q_e \times l_0^2}{8} = \frac{8,8 \times 5,82^2}{8} = 37,25 \text{ кНм/м};$$

$$Q = \frac{q_e \times l_0}{2} = \frac{8,8 \times 5,82}{2} = 25,6 \text{ кН}$$

- від постійного експлуатаційного навантаження:

$$M = \frac{g \times l_0^2}{8} = \frac{6,48 \times 5,82^2}{8} = 27,43 \text{ кНм/м};$$

$$Q = \frac{g \times l_0}{2} = \frac{6,48 \times 5,82}{2} = 18,85 \text{ кН}$$

2.6.3 Розрахунок за міцністю нормальних перерізів поздовжніх ребер

Робоча висота перерізу ребра d визначається як відстань від центру тяжіння до стиснутої грані бетону:

$$d = h - a$$

де

$$a = c + \frac{\emptyset}{2},$$

c – товщина захисного шару бетону;

$\emptyset$ – діаметр арматури.

$$d = 300 - \left(20 + \frac{20}{2}\right) = 270 \text{ мм}$$

Визначаємо розрахункову ширину полицки таврового перерізу, так як поперечний переріз зводимо до таврової форми:

$$b_{eff} = b_w + 2 \times b_{eff,1},$$

де: $b_w = 195$ мм;

$$b_{eff,1} = 0,2 \times b_1 + 0,1 \times l_0 \leq 0,2 \times l_0;$$

$$b_1 = \frac{l_1 - b_w}{2} = \frac{1450 - 195}{2} = 627,5 \text{ мм};$$

Тоді:

$$b_{eff,1} = 0,2 \times 627,5 + 0,1 \times 5820 = 707,5 \leq 0,2 \times 5820 = 1164;$$

Приймаємо: при $b_{eff,1} = 707,5$ мм, тоді

$$b_{eff} = 195 + 2 \times 707,5 = 1610 \text{ мм}.$$

Розрахункова ширина полицки більша за фактичну, в подальших розрахунках прийматимемо саме її.

2.6.4 Розрахунок площі попередньо напруженої арматури

Величина параметра a_m :

$$a_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \times b_{eff} \times d^2}$$

$$a_m = \frac{47,29 \times 10^6}{17 \times 1610 \times 270^2} = 0,023$$

при $a_m = 0,023$; $\xi = 0,028$; $\zeta = 0,987$

Умова $\xi = 0,028 < 0,468$ виконується.

Знаходимо потрібну площу перерізу напруженої арматури попередньої арматури:

$$A_p = \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \times \zeta \times d}$$

$$A_p = \frac{47,29 \times 10^6}{795,83 \times 0,987 \times 270} = 222,98 \text{ мм}^2$$

Обираємо армування для поздовжніх ребер 2Ø12A500.

$$A_p = 226 \text{ мм}^2 > A_p = 222,98$$

2.7. Розрахунок похилих перерізів поздовжнього ребра

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 270 = 243 \text{ мм};$$

Виконуємо розрахунок міцності бетону при зрізі:

$$1. C_{Rd.c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,14;$$

$$2. k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86 \leq 2;$$

$$3. \rho_1 = \frac{A_p}{b_w \times d} = \frac{226}{130 \times 270} = 0,006 < 0,02;$$

$$4. \sigma_{cp} = \frac{N_{Ed} \times 10^3}{A_c} = \frac{86,17 \times 10^3}{96150} = 0,896 < 0,2 \times f_{cd} = 0,2 \times 17 = 3,4 \text{ Мпа}$$

5. Визначаємо розрахункову величину зсуву:

$$V_{Rd.c} = \left[C_{Rd.c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d$$

$$V_{Rd.c} = \left[0,14 \times 1,86 \times (100 \times 0,006 \times 22)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 0,896 \right] \times 130 \times 270$$

$$= 26318 \text{ Н} = 26,3 \text{ кН}$$

6. Оскільки $V_{Rd.c} = 26,3 \text{ кН} < V_{Ed} = 32,5 \text{ кН}$ поперечну арматуру встановлюємо згідно розрахунку.

7. З огляду на те, що $\sigma_{cp} = 0,896 < 0,25 \times f_{cd} = 3,4 \text{ Мпа}$, то:

$$a_{cw} = (1 + \sigma_{cp}/f_{cd});$$

$$a_{cw} = (1 + 0,890/17) = 1,05.$$

Тоді коефіцієнт зниження міцності бетону при зсуві:

$$v = 0,6 \times \left[1 - \left(\frac{f_{ck}}{250} \right) \right],$$

$$v = 0,6 \times \left[1 - \left(\frac{22}{250} \right) \right] = 0,547 < 0,6;$$

9. При різних показниках кута θ , розраховуємо опір зсуву $V_{Rd.max}$:

- при $\theta=45^\circ$:

$$V_{Rd.max1} = \frac{a_{cw} \times b_w \times z \times v \times f_{cd}}{(\cot 45^\circ + \tan 45^\circ)}$$

$$V_{Rd.max1} = \frac{1,05 \times 130 \times 243 \times 0,547 \times 17}{(1 + 1)} = 154221 \text{ Н} = 154,4 \text{ кН} > V_{Ed}$$

$$= 32,5.$$

- при $\theta=21,8^\circ$:

$$V_{Rd.max2} = \frac{a_{cw} \times b_w \times z \times v \times f_{cd}}{(\cot 21,8^\circ + \tan 21,8^\circ)}$$

$$V_{Rd.max2} = \frac{1,05 \times 130 \times 243 \times 0,547 \times 17}{(2,5 + 0,4)} = 106359 \text{ Н} = 106,3 \text{ кН} > V_{Ed}$$

$$= 32,5.$$

10. Обираємо діаметр поперечної арматури з дроту B500 діаметром 5 мм, n=2.

$$11. A_{sw} = A_{sw,1} \times n,$$

де $A_{sw,1}$ – площа одного стержня діаметром ϕ_{wd} ;

$$A_{sw} = 19,6 \times 2 = 39,2 \text{ мм}^2.$$

12. Визначаємо крок поперечних стержнів s:

$$s = \frac{39,2 \times 243 \times 325 \times 2,5}{32,5 \times 10^3} = 238,14 \text{ мм}$$

Призначаємо крок поперечних стержнів s=200 мм.

13. Умова мінімального армування:

$$\rho_1 \geq \rho_{min}$$

$$\text{де } \rho_1 = \frac{A_{sw}}{b_w \times s} = \frac{39,2}{130 \times 200} = 0,0015;$$

$$\rho_{min} = \frac{(0,08 \times \sqrt{f_{ck}})}{f_{ck}} = \frac{(0,08 \times \sqrt{22})}{500} = 0,0007$$

$$\rho_1 = 0,0015 \geq \rho_{min} = 0,0007.$$

Остаточню приймаємо 2 ϕ 5B500 з кроком 200 мм.

2.8. Розрахунок двосхилої решітчастої балки

Розрахунок полягає в підборі площ попередньо напруженої повздовжньої арматури, поперечної арматури. Для визначення міцності необхідно задатись усіма фізико-механічними характеристиками матеріалів, що закладені при виготовленні балки[].

Вихідні дані:

- Клас будівлі: II

- Клас бетону: С32/40(Додаток Б, табл. Б.1), коефіцієнт умов роботи $a_{cc}=1$; $f_{ck,prism} = 29$ Мпа; $f_{ctk,0,05} = 2,1$ Мпа; $f_{cd} = 22$ Мпа; $E_{cm} = 3,6 \times 10^4$ Мпа; $f_{ctm} = 3$ Мпа.
- Клас попередньо напруженої арматури: А1000; $f_{yk} = 1255$ Мпа; $f_{pd} = 1045$ Мпа; $E_s = 2 \times 10^5$ Мпа.
- Клас повздовжньої арматури: А400С(Додаток); $f_{yd} = 364$ Мпа; $E_s = 2,1 \times 10^5$ Мпа.
- Клас поперечної арматури: Ø5Вр 500 (Додаток Б, табл. Б.3); $f_{yd} = 417$ Мпа; $f_{ywd} = 300$ Мпа; $E_s = 1,9 \times 10^5$

2.9. Визначення навантажень

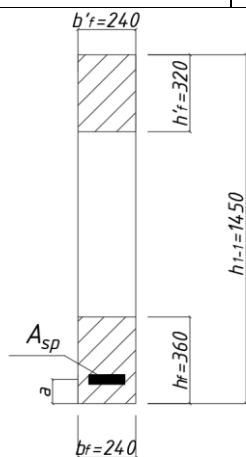
На балку діє вага покриття та снігове навантаження, що вказані в таблиці

2.3.

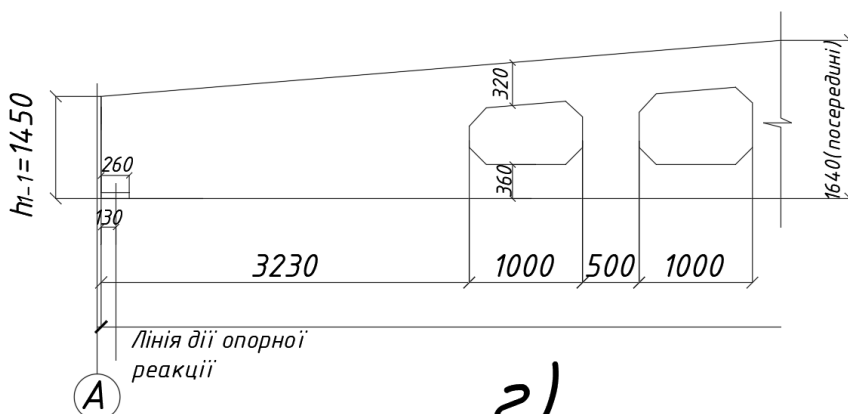
Таблиця 2.3

Навантаження від покриття

Навантаження	Характеристичне значення навантаження	Коефіцієнти надійності		Граничне розр. Навант.
		За навантаж.	За відповід.	
Постійне (покриття + плита)	$g_{ser} = 4,117$	—	—	$g = 5,36$
Снігове	$s_0 = 1,55$	1,14	1,05	$s = 1,86$
Довготривале від снігу	$s_{01} = 0,465$	1,14	1,05	$s_1 = 0,556$
Разом	6,13	—	—	7,78



б)



г)

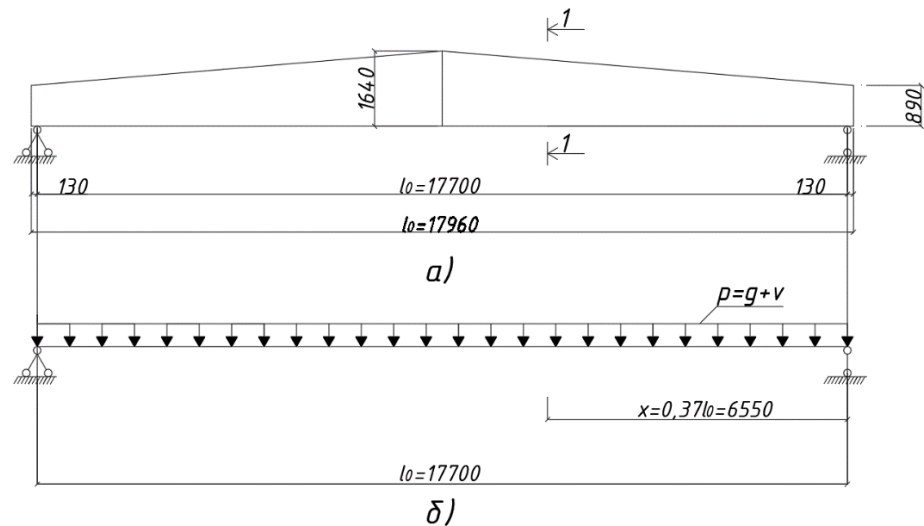


Рис.6 – Креслення для розрахунку площі A_{sp} :

- а) загальний вигляд балки; б) розрахункова схема балки; в) переріз балки;
г) вигляд опорної частини балки

2.10. Визначення площі поздовжньої арматури

Застосовуємо розрахункову схему рис.6, щоб визначити площу поздовжньої робочої арматури. Враховуючи, що балка сприймає навантаження від покриття через ребра плит у вигляді зосереджених сил > 4 , то навантаження прикладають у вигляді рівномірно розподіленого інтенсивністю:

$$p = (g + s) \times B + g_b,$$

де:

B – крок балок;

g_b – навантаження від власної маси балки.

$$g_b = \frac{G \times \gamma_f \times \gamma_n}{l},$$

де $G = 104$ кН – маса балки

$$g_b = \frac{104 \times 1,1 \times 1,05}{17,96} = 6,69 \text{ кН/м},$$

$$p = (5,36 + 1,86) \times 6 + 6,69 = 50 \text{ кН/м}.$$

Визначаємо згинальний момент, що виникає від дії зовнішнього навантаження p :

$$M = \frac{p \times x}{2} \times (l_0 - x)$$

Значення моменту обчислюємо в перерізі 1-1 на відстані $x = 0,37 \times l_0$, де міцність балки найменша, відповідно площа арматури повинна бути найбільшою:

$$M = \frac{50 \times 6,55}{2} \times (17,7 - 6,55) = 1825,81 \text{ кНм.}$$

Визначаємо висоту:

$$h_{1-1} = 890 + (130 + 0,37 \times 17700) \times \frac{1}{12} = 1450 \text{ мм,}$$

$$h_{0,1-1} = h_{1-1} - a = 1450 - \frac{360}{2} = 1270 \text{ мм.}$$

Перевіряємо умову:

$$M \leq M_f.$$

$$\begin{aligned} M &= 1825,81 \times 10^6 \text{ Н} \times \text{мм} \leq M_f = f_{cd} \times b'_f \times h'_f \times (h_0 - 0,5 \times h'_f) \\ &= 22 \times 240 \times 320 \times (1270 - 0,5 \times 320) = 1875,46 \times 10^6 \text{ Н} \times \text{мм} \end{aligned}$$

Умова виконується, нейтральна лінія знаходиться в межах верхнього поясу.

Розраховуємо площу поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури:

$$a_m = \frac{M}{f_{cd} \times b_f \times h_{0,1-1}^2}.$$

$$a_m = \frac{1825,81 \times 10^6}{22 \times 240 \times 1270^2} = 0,214,$$

$$\zeta = 0,874 - \frac{(0,874 - 0,869)}{0,217 - 0,210} \times (0,214 - 0,210) = 0,871$$

$$a_m = 0,214 < a_R = \xi_R \times (1 - 0,5 \times \xi_R) = 0,4 \times (1 - 0,5 \times 0,4) = 0,349,$$

Виконуємо перевірку умов міцності та визначаємо коефіцієнт умов роботи арматури.

$$\xi = 0,310 \leq \xi_R = 0,4$$

Умова виконується, руйнування перерізу відбуватиметься пластичним характером.

Так як значення $\xi = 0,310$ перевищує межу $0,5 \times \xi_R = 0,5 \times 0,4 = 0,2$, обчислюємо коефіцієнт умов роботи напруженої арматури γ_{s6} :

$$\gamma_{s6} = 1,15 - 0,3 \times \left(\frac{\xi}{\xi_R} - 0,5 \right)$$

$$\gamma_{s6} = 1,15 - 0,3 \times \left(\frac{0,310}{0,4} - 0,5 \right) = 1,067$$

Визначасмо площу перерізу поздовжньої арматури, виключаючи звичайну арматуру:

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} \times f_{pd} \times \zeta \times h_{0,1-1}} = \frac{1825,81 \times 10^6}{1,067 \times 830,4 \times 0,871 \times 1270} = 1862,86 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо поздовжню арматуру балки 6Ø20A1000, площа $A_{sp,f} = 1885 \text{ мм}^2$

2.11. Розрахунок кількості поперечного армування

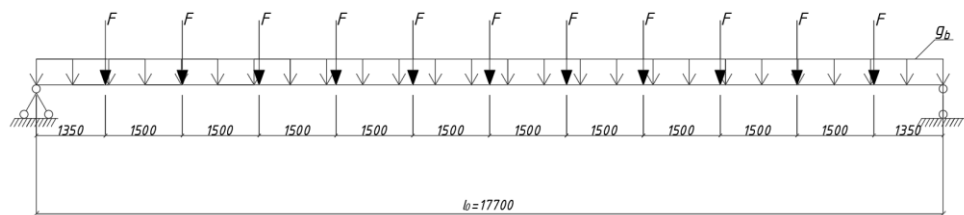
Використовуємо розрахункову схему (рис.7) для визначення кількості поперечного армування.

Навантаження збирається від покрівельного пирога та плит, що передається через ребра на балку у вигляді зосереджених сил.

$$F = (g + s) \times B \times b,$$

де b – ширина плити покриття.

$$F = (5,36 + 1,86) \times 6 \times 1,5 = 64,98 \text{ кН}.$$



a)

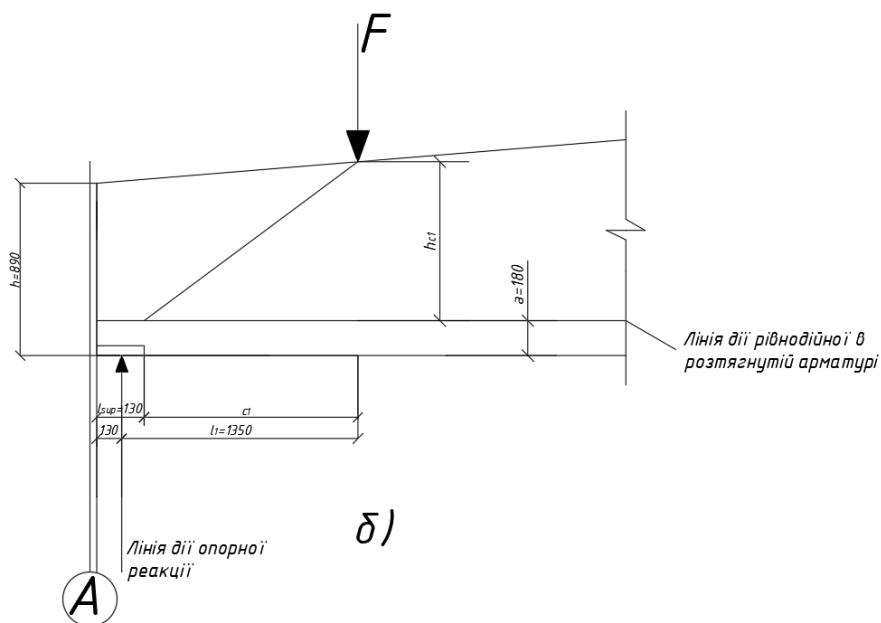


Рис.7 – а) розрахункова схема балки; б) розрахунковий похилий переріз
Визначаємо максимальну поперечну силу що діє на балку:

$$Q_{max} = \frac{11 \times F}{2} + \frac{g_b \times l_0}{2} = \frac{11 \times 64,98}{2} + \frac{6,69 \times 17,7}{2} = 416,59 \text{ кН.}$$

Виконуємо умову міцності похилого перерізу на дію поперечної сили вздовж похилої тріщини:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

де Q – поперечна сила в кінці похилого перерізу від зовнішнього навантаження;

Q_b – поперечне зусилля, що сприймається стиснутим бетоном;

Q_{sw} – поперечне зусилля, яке сприймається поперечними стержнями.

Розглядаємо похилий переріз для визначення Q_b . Якщо на балку діють зосереджені сили, то задаються похилими перерізами, довжиною проекції c , що приймається рівною відстані від опори до точки прикладання сил, але не більшою ніж:

$$c_{max} = (\varphi_{b2}/\varphi_{b3}) \times h_0,$$

де φ_{b2} і φ_{b3} – коефіцієнти для важкого бетону (2; 0,6).

Максимальна довжина проекції похилого перерізу балки зі схилами:

$$c_{max} = (h - a + i \times l_{sup}) / \left(\frac{\varphi_{b3}}{\varphi_{b2}} - i \right),$$

де h - висота балки;

a – відстань до осі арматури;

l_{sup} – довжина опорного листа.

$$c_{max} = \left(890 - 180 + \frac{1}{12} \times 260 \right) / \left(\frac{0,6}{2} - \frac{1}{12} \right) = 3377 \text{ мм}$$

Обчислюємо похилий переріз довжиною проекції c_1 :

$$c_1 = l_1 - \frac{l_{sup}}{2} = 1350 - \frac{260}{2} = 1220 \text{ мм} < c_{max} = 3377 \text{ мм.}$$

Визначаємо висоту перерізу балки в кінці похилого перерізу

$$h_{c1} = h + (l_{sup} + c_1) \times i = 890 + (260 + 1220) \times \frac{1}{12} = 1013 \text{ мм,}$$

Робоча висота:

$$h_{0,c1} = h_{c1} - a = 1013 - 180 = 833 \text{ мм.}$$

Мінімальне поперечне зусилля:

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3} \times (1 + \varphi_n) \times f_{ctd} \times b_f \times h_{0,c1},$$

де φ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруд;

f_{ctd} – показник розрахункової міцності на розтяг, що визначається за формулою:

$$f_{ctd} = a_{ct} \times \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_s} = 1 \times \frac{2,1}{1,5} = 1,4 \text{ Мпа}$$

$$\varphi_n = 0,1 \times \frac{P}{f_{ctd} \times b_f \times h_0} = 0,1 \times \frac{(\sigma_{sp} - \sigma_l) \times (1 - \Delta\gamma_{sp}) \times A_{sp,f}}{f_{ctd} \times b_f \times h_{0,c1}} \leq 0,5,$$

де σ_l – втрати попереднього напруження 300 Мпа;

σ_{sp} – попереднє напруження в арматурі до обтиснення бетону $\sigma_{sp} = 0,95 \times f_{pk} = 0,95 \times 1050 = 997,5 \text{ Мпа}$;

$\Delta\gamma_{sp}$ – коефіцієнт надійності попереднього напруження 0,1.

$$\varphi_n = 0,1 \times \frac{(997,5 - 300) \times (1 - 0,1) \times 1885}{1,4 \times 240 \times 833} = 0,42 \leq 0,5,$$

$$Q_{b,min} = 0,6 \times (1 + 0,42) \times 1,4 \times 240 \times 833 = 238464,57 = 238,46 \text{ кН.}$$

Визначаємо поперечну силу від зовнішнього навантаження:

$$Q = Q_{max} - g_b \times l_1 = 416,59 - 6,69 \times 1,35 = 407,55 \text{ кН.}$$

Оскільки $Q = 407,55 \text{ кН} > Q_{b,min} = 238,46 \text{ кН}$, слід обчислити поперечне зусилля, що сприймається бетоном Q_b .

Обчислюємо значення Q_b :

$$Q_b = \frac{M}{c_1},$$

де $M = \varphi_{b2} \times (1 + \varphi_n) \times f_{ctd} \times b_f \times h_{0,c1}^2 = 2 \times (1 + 0,42) \times 1,4 \times 240 \times 883^2 = 744010431,36 = 7,44 \times 10^8 \text{ Нмм}$,

$$Q_b = \frac{7,44 \times 10^8}{1220} = 609836 = 609,8 \text{ кН} > Q = 407,55 \text{ кН}.$$

Таким чином, у розглянутому перерізі, за розрахунком поперечна арматура не потрібна. Тому необхідно встановити поперечну арматуру конструктивно $\emptyset 5 \text{ Вр} 500$.

Визначаємо крок поперечної арматури S :

$$S \leq \frac{h}{3} = \frac{890}{3} = 297 \text{ мм} < 500 \text{ мм}.$$

Максимальний крок поперечних стержнів:

$$S_{max} = \frac{\varphi_{b4} \times (1 + \varphi_n) \times f_{ctd} \times b'_f \times h_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,5 \times (1 + 0,42) \times 1,4 \times 240 \times 732^2}{416590} = 920 \text{ мм},$$

де коефіцієнт $\varphi_{b4} = 1,5$;

h_0 – робоча висота біля опори.

$$h_0 = h + l_{sup} \times i - a = 890 + 260 \times \frac{1}{12} - 180 = 732 \text{ мм}.$$

Приймаємо крок $S = 250 \text{ мм}$.

Оскільки розрахункова чисельність арматури мусить бути не меншою ніж цього вимагають конструктивні умови, тому розглядаємо варіант спочатку заармувати балку конструктивно і потім підставити значення в умову.

$$Q_{sw} = q_{sw} \times c_{0,c1},$$

q_{sw} – погонна інтенсивність поперечного армування

$$q_{sw} = \frac{f_{ywd} \times A_{sw}}{S} = \frac{300 \times 39,3}{250} = 47,16$$

A_{sw} – площа поперечних стержнів, яку перетинає похилий переріз.
Прийнята арматура 2Ø5Вр500 $A_{sw} = 39,3 \text{ мм}^2$.

Виконуємо умову:

$$q_{sw} = 47,16 \geq \frac{Q_{b,min}}{2 \times h_{0,c1}} = \frac{238,46}{2 \times 833} = 0,143.$$

Розраховуємо повздовжню вісь та проекцію похилої тріщини на повздовжню вісь елемента:

$$c_{0,c1} = \sqrt{\frac{M}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{7,44 \times 10^8}{47,16}} = 3971,91$$

Перевіряємо умови:

$$c_{0,c1} \begin{cases} \leq c_1 \\ \leq 2h_{0,c1} \\ \geq h_{0,c1} \end{cases}.$$

$$3971,91 \begin{cases} \leq 1220 \\ \leq 1666 \\ \geq 833 \end{cases}.$$

Оскільки умова не виконується, згідно з вимогами конструктивних умов, приймаємо довжину проекції похилої тріщини: $c_{0,c1} = 2h_{0,c1} = 1666 \text{ мм}$.

Розглянемо похилий переріз із довжиною проекції від опори до точки прикладання другої сили:

$$c_2 = 1220 + 1500 = 2720 \text{ мм} \leq c_{max} = 3377 \text{ мм}$$

Умова не виконується, тобто у балці похила тріщина має вірогідність геометрично розвинутих від опори до точки прикладання другої сили. Необхідно розрахувати переріз.

Зусилля, що сприймаються бетоном:

$$Q_b = \frac{7,44 \times 10^8}{2720} = 273,53 \text{ кН}$$

Зусилля, що сприймаються хомутами:

$$Q_{sw} = q_{sw} \times c_{0,c1} = 47,16 \times 3971,91 = 128275 \text{ Н} = 187,31 \text{ кН}$$

Визначаємо міцність перерізу:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

$$407,55 \leq 273,53 + 187,31 = 460,84$$

Отже, так як поперечна сила Q на ділянці кута балки є меншою ніж сумарна несуча здатність $Q_b + Q_{sw}$, міцність балки від дії поперечної сили вздовж похилих тріщин забезпечена.

2.12. Розрахунок поперечної сили вздовж похилої стиснутої смуги

Розрахунок для забезпечення міцності вздовж похилої смуги між похилими тріщинами виконуємо за умовою:

$$Q \leq 0,3 \times \varphi_{w1} \times f_{cd} \times b_f \times h_0,$$

де Q – поперечна сила, яка приймається на відстані від опори не менше h_0 ;

φ_{w1} – коефіцієнт впливу поперечних стержнів, нормальних до повздовжньої осі елемента, що визначається за формулою:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \times \alpha \times \mu_w \leq 1,3,$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{1,9 \times 10^5}{3,6 \times 10^4} = 5,27,$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b_f \times S} = \frac{39,3}{240 \times 250} = 6,55 \times 10^{-4}$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \times 5,27 \times 6,55 \times 10^{-4} = 1,017 \leq 1,3;$$

Визначаємо коефіцієнт φ_{b1} за формулою:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \times f_{cd},$$

де $\beta = 0,01$ – для важкого бетону,

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \times 22 = 0,78.$$

Підставивши обчислені значення, отримуємо:

$$\begin{aligned} 0,3 \times 1,017 \times 0,78 \times 22 \times 240 \times 732 &= 919775 \text{ Н} = 919,78 \text{ кН} > Q_{max} \\ &= 416,59 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Несуча здатність балки на дію поперечних сил вздовж похилої смуги забезпечена.

РОЗДІЛ 3 ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА

3.1. Типова технологічна карта розроблена на влаштування монолітних основ та фібробетонних підлог різної конструкції в блоці технічного обслуговування з прийнятою поверхнею підлоги площею 1736,8м².

Фіброармовані бетонні суміші можуть бути приготовані з окремих компонентів: в'язучого, заповнювача, води, добавки, або з використанням готової бетонної суміші, води та добавок.[20]

3.2. До складу робіт, що розглядаються картою, входять:

- приймання бетонної суміші з автобетонозмішувача із очищенням лотка;
- подача суміші за допомогою бетононасоса потужністю 17,4 м³/год до місця введення фібри;
- механічна подача в змішувальний вузол, дозування складових, приготування фібробетонної суміші;
- перемішування в змішувачі, вивантаження в накопичувальний бункер;
- подача до місця укладання за допомогою бетононасоса та влаштування основи з фібробетону.

3.3. Роботи допускаються виконувати у літній та зимовий періоди.

3.4. При прив'язці типової технологічної карти до конкретного об'єкта та умов будівництва уточнюють розбивку на захватки, а також обсяги робіт, калькуляцію трудових витрат, засоби механізації.

3.5 Організація та технологія будівельного процесу

3.5.1 До влаштування промислової підлоги повинні бути виконані такі роботи:

- встановлені зовнішні ворота та віконні блоки;
- засклені віконні блоки;
- змонтоване перекриття;
- закінчені штукатурні роботи;

- підготовлені поверхні під влаштування фібробетонної підлоги.

На майданчику будівництва організовують складське зберігання дозувальних добавок (сталеві фібри);

організують вузол приймання бетонної суміші, приготування складу та подачі фібробетонного розчину до місця влаштування підлоги, встановлюють та заземлюють механізми, виносять відмітки рівня підлоги.

Роботи з влаштування фібробетонних підлог проводять відповідно до робочих креслень та проєкту виконання робіт (ПВР)[22].

У ПВР роботи з влаштування підлог із фібробетону пов'язують із потоком загальнобудівельних робіт, передбачають умови підготовки робочих місць, обладнання та інструментів.

Встановлюють порядок централізованої заготівлі та зберігання матеріалів, потреби у робочій силі [24].

3.5.2 Бетонні суміші для приготування фібробетону можна готувати безпосередньо на будівельному майданчику, або доставляти автобетонозмішувачами.

Приготування фібробетонних сумішей проводять в змішувачі періодичної, або безперервної дії; дозування матеріалів-ваговим способом.

Дозволяється об'ємне дозування наповнювачів, води, бетонних сумішей, металевої фібри, пластифікуючих добавок при точності дозування $\pm 5\%$.

Приготування фібробетонних сумішей проводять в такій послідовності[21]:

- завантаження бетонної суміші в змішувач бетононасосом;
- додавання металевої фібри;
- додавання пластифікуючих добавок;
- перемішування всіх компонентів до рівномірного розподілу фібри;
- відвантаження готового фібробетону в накопичувальний бункер.

Об'ємне співвідношення добавок у бетонній суміші для отримання фібробетону необхідної марки визначається лабораторним способом.

Дозування сталевий фібри виконується відповідно до ДСТУ EN 14889-1:2022 “Фібра для бетону. Частина 1. Фібра сталевая.[21] Визначення, вимоги та оцінка відповідності”.

Фібробетонну суміш виготовляють при такому співвідношенні складових, наведених у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

Співвідношення складових приготування фібробетонної суміші

Сталева фібра	35 кг
Пластифікатор	1 % від маси цементу
Бетонна суміш	1 м ²

3.5.3 Укладання фібробетонної суміші проводиться в такій послідовності:

- із залізобетонної основи під підлогу зробити “маяки”;
- плити основи перед укладанням суміші очистити від пилу і змочити водою для забезпечення зчеплення з основою;
- нерівності основи понад 5 мм вирівняти розчином. Можливе застосування для цієї мети дрібнозернистих бетонів.

Укладання суміші проводиться рівномірним шаром по рівній основі (допускають просвіти, при перевірці двометровою рейкою повинні бути не більше 5 мм) шляхом плавного переміщення гумового шланга бетононасоса, починаючи з найбільш віддалених ділянок приміщень. Товщина шару, що укладається, повинна бути менше проектної на величину спучування.

Поверхню свіжоукладеної фібробетонної суміші ретельно вирівняти за допомогою віброрейки або алюмінієвих правил довжиною 120-150 см.

Місце примикання фібробетонної суміші до стін, колон та перегородок ізолювати прокладками з рулонних матеріалів. Під час укладання та набору міцності у приміщеннях не допускати протягів. Постачання фібробетонної суміші здійснювати безперервно з розрахунку 1 м³ кожні 20 хв.

Не допускати перерв у роботі при влаштуванні елементів підлоги в межах одного приміщення. В окремих випадках у приміщеннях великої площі влаштовувати робочий шов із роздільною опалубкою.

У період твердіння фібробетону поверхні елементів підлоги захищати від перезволоження, пересихання та механічних пошкоджень. Пересування людей допускати при досягненні бетоном міцності щонайменше 5 Мпа, тобто через 2-3 доби після укладання за температури від +15 до +20°C.

3.5.4 У зимовий час приготування, транспортування та зберігання компонентів фібробетонних сумішей організувати так, щоб суміш у момент укладання мала температуру не нижче +10°C.

Температура в приміщеннях та агрегаті має бути не менше +15°C.

Бетононасоси та змішувальні установки, розташовані на відкритому повітрі та в неопалювальних приміщеннях, утеплити.

Вологість основи має бути не менше 5%. Ступінь вологості визначається лабораторним шляхом.

Виконання робіт у зимовий час усередині приміщення здійснювати при діючих системах центрального або місцевого опалення та наявності вентиляції. Опалення приміщення проводити з таким розрахунком, щоб під час виконання робіт та подальшого витримування покриття температура була не нижче +10°C.

Застосування гарячої води для прискорення прогріву основи або видалення криги не допускається.

3.5.5 Роботи з влаштування фібробетонних основ та підлог виконує спеціалізована бригада, що складається з 8 бетонщиків та 2 машиністів бетононасоса, а також 2 підсобних робітників.

Схема організації праці з улаштуванням фібробетонних підлог у промислових та допоміжних будівлях зображена на (рис.1).

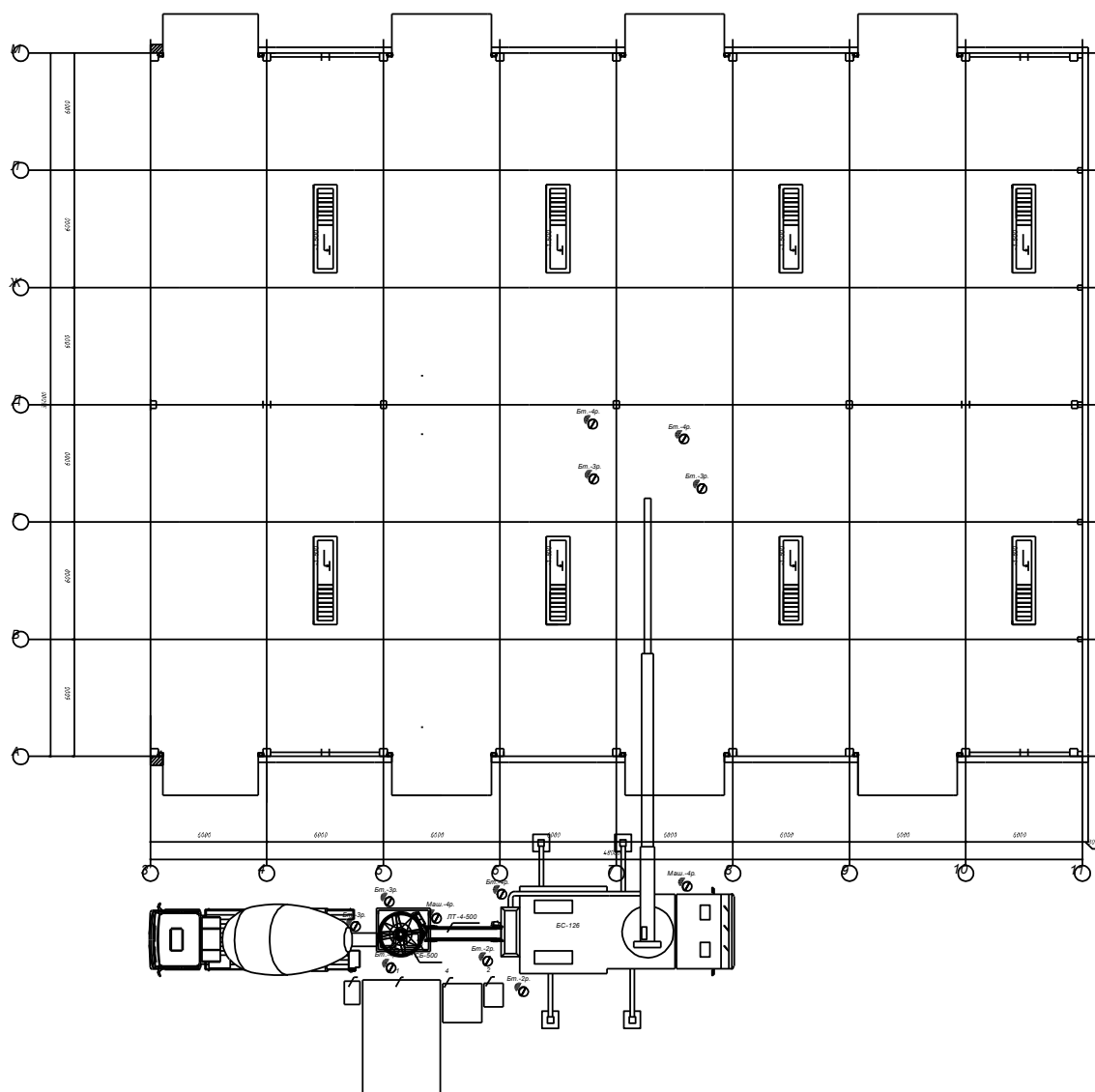


Рис 1. Схема заливки фібробетоном підлоги: Б-приготування суспензії та перемішування компонентів фібробетону в змішувачі: укладальник бетону 3 розр. – 1; бетонщик 4 розр. – 1; машиніст 4 розр. – 1.

В-подача фібробетонного розчину до місця укладання.

1 – ємність з фіброю; 2 – ємність з пластифікатором; 3 – мірна тара для фібри; 4 – ємність із технічною водою; 5 – інвентар для очищення змішувача.

○ - робітник

Графік виконання робіт (при товщині підготовки 320мм)

Таблиця 3.2

Калькуляція трудових затрат на влаштування промислової підлоги

Доведен ня ДСТУ	Найменування робіт	Од. вим.	Обсяг робіт	Норма часу на од. вим., люд.-год	Затрати праці на весь обсяг, люд.-год	Склад ланки
	Улаштування гідроізоляційного шару	100м ²	17,37	3,2	55,58	Бетонщик:3 розр.-2
	Приймання бетонної суміші	т	1328	0,048	63,74	Бетонщик:2 розр.-1
	Подача суміші у змішувач	м ³	553,3	1,23	680,56	Бет.:4р.-1, 3р.-1, 2р.-1
	Приготування фібробетонної суміші	м ³	555,8	0,36	200,09	Бет.:4р.-1, 3р.-1,2 р.
	Подача суміші на робоче місце	м ³	555,8	0,81	450,19	Бетонщики: 2р.-3
	Улаштування підготовки з фібробетону	100м ²	17,37	30,5	529,77	Маш.5р.-1, Бет. 4,3,2р.- 4
	Механізована затирка поверхні	100м ²	17,37	4,8	83,38	Бетонщики: 3розр.-1
	Нарізання деформаційних швів	100м	6,6	5,1	33,66	Бетонщики: 4р.-1, 3р.-1
Разом					2096,97	

3.5.6 Контроль якості елементів підлоги із фібровмісних розчинів включає:

1. Приймальний контроль матеріалів:

- перевірка паспортів якості на бетонну суміш класу С25/30;
- контроль сертифікатів відповідності на сталеву фібру;
- перевірка термінів придатності та умов зберігання пластифікуючих добавок.

2. Операційний контроль включає в себе:

- контроль виконання встановленої технології, правильність зберігання та дозування матеріалів, порядок завантаження складових

у змішувач, дотримання правил укладання фібробетону, умов твердіння та догляду за бетоном;

- контроль якості добавок, рівномірність розподілу сталеві фібри в об'ємі суміші, контроль дозування пластифікатора;
- контроль якості бетонної суміші: рухливість, легковкладальність, відсутність розшарування суміші під час подачі бетононасосом;
- контроль якості затверділого фібробетону: фактична міцність, вологість, якість обробки поверхні.

Приймання закінчених робіт з улаштування покриттів та основ проводиться відповідно до вимог ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015 «Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій»[23].

Правильність дозування компонентів контролюється щозміни, для чого не рідше одного разу в зміну визначається фактична кількість доданої сталеві фібри та рухливість суміші перед подачею в бункер бетононасоса. Якщо витрата фібри відхиляється від заданої більше ніж на 5%, необхідно провести коригування введення добавок сталеві фібри та пластифікатора.

Ширина розкриття усадочних тріщин на поверхні покриттів із фібробетону не повинна бути більше 0,3 мм. У разі утворення тріщин їх необхідно розширити і зашпаклювати спеціальною ремонтною сумішшю на цементній або епоксидній основі.

Відхилення товщини елементів підлоги від проєктної допускається не більше 10%.

Приймання фібробетонних основ проводиться шляхом оформлення акта на приховані роботи після досягнення бетоном не менше 70% проєктної міцності.

Таблиця 3.3

Схема операційного контролю якості робіт

Операції що підлягають контролю	Склад контролю	Спосіб контролю	Час виконання	Ключові служби
Підготовчі роботи	Наявність відміток чистої підлоги, установлення маяків	Нівеліром, рейкою, рулеткою	До початку бетонування	Майстер, геодезична служба
Вхідний контроль	Наявність паспортів і сертифікатів на сировину	Перевірка документації, візуальний огляд	При надходженні на майданчик	Виконавець робіт
Підготовка фібробетону	Дозування фібри, час перемішування, однорідність суміші	Лабораторний, візуальний	Під час приготування	Лаборант, майстер
Улаштування основи	Товщина шару, ретельність вібрування, відсутність дефектів	Вимірювальний щуп	Під час укладання	Виконавець робіт
Обробка поверхні	Своєчасність затирки, рівність поверхні	Візуально, рейкою	Під час затирки	Майстер
Нарізання швів	Глибина шва, прямолінійність, термін нарізки	Замір лінійкою, візуально	Через 24-48 год після заливки	Майстер

3.5.7 При виконанні робіт з улаштування фібробетонних підлог і зміцненого шару потрібно керуватися вимогами ДСТУ Б В.2.6-212:2016 «Настанова з виконання робіт із застосуванням сухих будівельних сумішей»[24] звернувши увагу на такі пункти:

- до виробництва суміші і укладання підлог допускаються робітники не молодше 18 років, які пройшли навчання, медичний огляд та інструктаж з техніки безпеки та пожежної безпеки;

- на робочому місці машиніста бетононасоса повинна знаходитись інструкція з безпечних методів праці при використанні установки, транспортуванні сумішей під тиском;
- суха суміш-зміцнювач повинна зберігатись у заводському герметичному упакованні, розташованому у сухому закритому приміщенні;
- сталева фібра потребує зберігання у заводській тарі, що забезпечує вологостійкість та захист від корозії;
- процес приготування бетонної суміші з додаванням фібри має здійснюватися з використанням елементів захисту рук для запобігання пошкоджень металевими волокнами;
- інструмент для відкривання тари з хімічними добавками повинен запобігати іскроутворенню в місцях зберігання легкозаймистих речовин;
- у приміщеннях, призначених для нанесення зміцнювача методом розпилення, забороняється проводити зварювальні роботи;
- робітники та машиніст бетононасоса, зайняті дозуванням фібри та нанесенням топінгу, повинні бути забезпечені спецодягом: брезентові костюми, захисні окуляри, респіратори та гумові рукавиці;
- при потраплянні бетону чи сухого зміцнювача на відкриті ділянки тіла, або в очі, слід негайно промити їх великою кількістю проточної води;
- місця виконання робіт повинні бути оснащені засобами пожежогасіння;
- при виконанні робіт в с. Копилів потрібно позначити небезпечну зону роботи бетононасоса та затиральних машин захисними огороженнями.

Таблиця 3.4

ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ

Найменування	Одиниця виміру	Значення
Витрати праці на весь обсяг робіт	люд. – год	2096,97
Витрати праці на 1 м ² підлоги	люд. – год	1,21
Витрати машинного часу на весь обсяг робіт	маш. – год	255,21
Виробіток на одного робітника за годину	м ²	0,83
Виробіток на одного робітника за зміну	м ²	6,62
Вартість витрат праці	грн – коп.	–

Таблиця 3.5

МАТЕРІАЛЬНО-ТЕХНІЧНІ РЕСУРСИ

Найменування	Марка	Одиниця виміру	Кількість на весь об'єкт
1	2	3	4
Бетонна суміш	C25/30 P4 W6 F200	м ³	566,9
Сталева фібра	Анкерна 50/1,0	кг	19841,5
Поліетиленова плівка	T-200	м ²	1997,3
Герметик для швів	ПУ-40	л	264,0
Ущільнювальний джгут	ППЕ 8-10	м.п.	781,6
Пластифікуюча добавка	C-3	кг	2266,5

Примітки:

1. Клас бетонної суміші за міцністю на стиск та марки за експлуатаційними властивостями прийняті згідно з чинним ДСТУ EN 206:2021.

2. Сталева фібра відповідає вимогам ДСТУ EN 14889-1:2022.

3. Точне масове співвідношення сталої фібри й комплексних добавок у бетонній суміші визначаються лабораторним методом на основі тестових замісів.

4. Організація будівельного майданчика й контроль якості робіт регламентуються чинним ДБН А.3.1-5:2016[32].

Таблиця 3.6

Машини, обладнання, інструменти, інвентар й засоби захисту

Найменування	Марка	К-сть	Технічна характеристика
1	2	3	4
Автобетонозмішувач	КАМАЗ 58146	2	Корисний об'єм барабана 6 м ³ , двигун Cummins 300 к.с.
Стаціонарний бетонозмішувач	СБ-500	1	Об'єм замісу 500 л, продуктивність 20-36 м ³ /год, 18,5 кВт
Бетононасос	БС-126	1	Продуктивність 17,4 м ³ /год
Віброрейка бензинова	Kvark KS-2	1	Двигун 1.9 к.с. (Honda GX35), довжина рейки 2 м, 108 Гц
Затиральна машина	Barikell MK8-90M	2	Двигун Honda iGX800 (25 к.с.), діаметр диска 970 мм, 8 лопатей
Нарізувач швів	ENERSOL ECC-180L	1	Глибина різку 180 мм, діаметр диска 500 мм, потужність 8,5 кВт
Лазерний нівелір	HKR2000 PROTESTER	1	Точність ± 0.1 мм/м, видимість променя 300 м
Гладилка для бетону	Магнієва з ручкою	2	Довжина 1,2 м, для розрівнювання суміші
Рулетка стальна	—	2	Довжина 10 м
Рівень будівельний	—	2	Довжина 2000 мм
1	2	3	4
Лопата	—	4	Для розподілу суміші у важкодоступних місцях
Чоботи гумові будівельні	ДСТУ EN ISO 20345	6 пар	Стійкі до лугів
Рукавиці технічні	ДСТУ EN 420	12 пар	Хімічно стійкі

Продовження табл.3.6

1	2	3	4
Захисні окуляри	ДСТУ EN 166	6 шт	Захист очей під час нарізки швів і затирання
Каска будівельна	ДСТУ EN 397	6 шт	Захист верхньої частини голови

РОЗДІЛ 4 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

4.1. Календарне планування будівництва[32,34,36]

Календарний графік розроблено з метою визначення термінів виконання кожного будівельного процесу під час зведення цеху з ремонту та обслуговування вантажних автомобілів. У процесі виконання графіку встановлено склад робочих ланок і визначено тривалість виконання робіт.

Організація будівництва включає застосування послідовного, потокового та паралельного методів виконання робіт. Найбільш тривалі процеси організовано за паралельним методом, з метою скорочення терміну. Потоковий метод залучений в роботах що забезпечують функціональність та безпеку при їх виконанні.

На основі календарного плану побудовано графік руху робочої сили, що відображає перепади в чисельності працюючих. Такі результати зумовлені жорсткими термінами проєкту, специфікою технологічних перерв та, почерговим залученням будівельних ланок.

4.2. Будівельний генеральний план об'єкта зведення

Будівельний генеральний план об'єкта містить розташування ключових елементів для здійснення процесу будівництва. Тимчасові автошляхи і майданчики для пересування будівельної техніки та механізмів виконано з збірних залізобетонних дорожніх плит на щебеневій основі, які запроектовані для безпечного пересування техніки.

Встановлено захисне огороження висотою 2 м по периметру будівництва. Місце тимчасових споруд розроблено з дотриманням безпечної зони дії машин і механізмів. Забезпечено відстань між тимчасовими спорудами 20 м, з передбаченою зоною досяжності для пожежної техніки. Для забезпечення техніки безпеки, зона будівельного процесу містить пожежні щити та знаки безпеки. Ділянки складування обрано з безпечним вивантаженням конструкцій і забезпеченням умов функціонування оточуючої території.

Освітлення здійснюється встановленням прожекторів із періодичністю кожні 20-40 м, загальною кількістю 11 шт. До побутових приміщень прокладено

лінії електро та водопостачання. Перед в'їздом на майданчик встановлена зона миття коліс. На території встановлено контейнери для збору будівельного і побутового сміття, зону для відвалу ґрунту.

Рух автокрану РДК-250 передбачає 6 станцій, які забезпечують суцільне виконання монтажних робіт (Додаток В, рис. В.1).

4.3. Вибір будівельних машин і механізмів

Підбір будівельних машин та механізмів базується на основі технічних параметрів конструктивних елементів й обсягів робіт. Максимальна потреба в основних будівельних машинах, механізмах, пристосуваннях для будівництва наведені в таблиці 4.1

Таблиця 4.1

Максимальна потреба в основних будівельних машинах, механізмах, пристосуваннях для будівництва

№ з/п	Назва	Тип, марка	Кількість	Технічні характеристики
1	2	3	4	5
1	Кран	РДК-250	1	Основна стріла 17,5 м, жорсткий гусьок 5,0 м
2	Екскаватор	CASE CX-240	1	Об'єм ковша 0,37-0,57 м ³
3	Міні навантажувач	CASE SR-175	1	Вантажопід. 790 кг
4	Автобетонозмішувач	ABC-5DA (DC)	1	Об'єм 5 м ³
5	Автосамоскид	Мерседес Aktros k4141	1	Вантажопід. 20 т
6	Бортовий автомобіль	ЗИЛ-130	1	Вантажопід. 6 т
7	Вібратор глибинний	MAXIVIB	2	Потужність двигуна 1,5 кВт
8	Вібратор поверхневий	ІВ-2,5-25	2	Потужність двигуна 0,27 кВт
9	Компресорна установка	4ВУ 1-5	1	Потужність двигуна 5 м ³ /хв.
10	Електроперфоратор	ИЭ4709	1	Потужністю 650 Вт
11	Зварювальний трансформатор	СТШ-250	2	Потужність 16,3 кВт
12	Машина для нарізання арматури	CQ-40	2	Максимальний діаметр арматури 40 мм
13	Трайлер Тягач Прицеп	КАМАЗ-54112, напів-причіп МАЗ-93866-021	1	Вантажопід. 27,5 т; Довж. 12,2 м

Продовження табл. 4.1

1	2	3	4	5
14	Столик-драбина універсальна	ВНИИПИ	2	
15	Драбина-ходуля	ВНИИПИ	2	
16	Візок на пневмоколі- сному ходу	Т-200	1	
17	Ящик-візок		2	
18	Технологічний комплект для бетону- вання монолітних кон- струкцій		1	
19	Технологічний комплект для цегляної кладки		1	
20	Технологічний комплект для тесляр- ських і столярних робіт		1	
21	Технологічний комплект для скляр- ських робіт		1	
22	Технологічний комплект для штука- турних робіт		1	
23	Комплект інструменту для санітарно-техніч- них робіт		1	
24	Комплект інструменту для електротехнічних робіт		1	
25	Каток гладковальцевий	XCMG YZ14JC	1	Масою 14 т, потужність 73,5 кВт
26	Бульдозер	ДЗ-53	1	
27	Насос	Гном	4	
28	Віброплита	Stark PC-90H	1	Потужністю 5,5 к.с.
29	Бетононасос	БС-126	1	17,4 м³/год., висота подачі 100 м
30	Автокран	КС-3562	1	Вантажопідйомність 10 т
31	Автокран	КС-3575	1	Вантажопідйомність 10 т

4.4. Основні технологічні процеси виконання робіт [33]

4.4.1 Земляні роботи

Розкопування ґрунту виконується екскаватором CASE CX-240, обладнаним «зворотною лопатою» і ковшем місткістю 0,25 м³. Ґрунт складається у відвал на майданчику, зайвий ґрунт вивозиться, місце і відстань визначається на стадії робочої документації. При виконанні земляних робіт необхідно передбачити заходи по захисту основи споруди від замочування поверхневими водами (тимчасовий водовідвід, влаштування ґрунтових валиків на брівках виїмок). Рекомендується виконувати земляні роботи не в паводковий період. Всі роботи нульового циклу повинні проводитися в стислі терміни. Засипка пазух котлованів здійснюється місцевим ґрунтом з пошаровим ущільненням. Зворотне засипання виконується екскаватором CASE CX-240 і частково вручну з пошаровим ущільненням пневматичними трамбівками. В зв'язку з інтенсивною забудовою проектної території рекультивований ґрунт вивозиться.

Для захисту від ґрунтових та поверхневих вод організувати вертикальне планування на будмайданчику, влаштувати відвалювання по межі перспективного котловану, з котловану збирати воду в приямки та відкачувати воду за допомогою насосів типу «Гном» та забезпечити злив в зливову каналізацію.

4.4.2 Геодезичні роботи

Геодезичні роботи повинні виконуватися в об'ємі і з точністю, яка забезпечує відповідність геометричних параметрів і розміщенню об'єкту будівництва проєкту і вимогам будівельних норм і правил.

Розпланувальні роботи на будівельному майданчику виконуються згідно з ДБН В.1.3-2:2010 «Геодезичні роботи в будівництві». Виніс всієї будівлі виконується від наявної забудови або червоних ліній.

Закріплення на місцевості виконується тимчасовими знаками, які закопуються на глибину 1,5 м з бетонуванням.

В процесі зведення будівлі та прокладання інженерних мереж необхідно здійснювати геодезичний контроль точності їх геометричних параметрів, який полягає у геодезичній (інструментальній) перевірці відповідності положення елементів, конструкцій та частині будівлі та інженерних мереж проектним вимогам в процесі їх монтажу та тимчасового закріплення. Геодезичний контроль планового положення конструкцій та контроль вертикальності конструкцій здійснюється вимірюванням рейкою, теодолітом, нівеліром.

4.4.3 Зведення конструкцій[30,36]

Будівельно-монтажні роботи по зведенню підземної та надземної частин виконувати за допомогою крану РДК-250, основна стріла 17,5 м і жорсткий гусьок 5,0 м.

Влаштування монолітних залізобетонних конструкцій проводити згідно з вимогами ДСТУ EN 12812:2018 та вимогами розділу 13 ДБН А.3.2-2-2009[27]. Опалубка для монолітних залізобетонних конструкцій повинна мати паспорт та відповідати вимогам ДСТУ EN 12812:2018.

Склад бетонної суміші, приготування, правила приймання та методи контролю повинні відповідати вимогам ДСТУ EN 206:2023[26,].

При бетонуванні необхідно контролювати якість бетонної суміші, відповідність її характеристик вимогам робочого проєкту та проводити відбір та випробування контрольних зразків бетонних кубиків.

Контроль за характеристиками бетонної суміші, ступенем набору міцності та умовами твердіння, повинен проводитись в будівельній лабораторії. Демонтаж опалубки проводити після набирання бетом потрібної міцності.

Опоряджувальні роботи виконувати по завершенню будівельно-монтажних робіт.

До опоряджувальних робіт входять внутрішні штукатурні, облицювальні, малярні, влаштування підлоги та фасадні роботи. Опоряджувальні роботи виконувати згідно вимог розділу 15 ДБН А.3.2-2-2009.

4.4.4 Монтаж залізобетонних конструкцій [34].

Монтаж збірних залізобетонних конструкцій передбачений із застосуванням монтажного оснащення.

Стійкість каркасу в процесі монтажу забезпечується шляхом влаштування жорстких ділянок з чарунок із закінченим циклон всіх монтажних операцій, з дотриманням певної послідовності монтажу елементів каркаса на цих ділянках. З метою підвищення геометричної точності монтажу конструкцій, зварювання стиків робочої арматури виконується після монтажу і проектного закріплення верхніх ригелів і розпірних плит. У проектному положенні до виконання проектних вузлів всі збірні елементи повинні бути закріплені від зрушень і втрати стійкості.

Колони рядового ярусу встановлюються із застосуванням одиночних кондукторів тимчасових в'язів (розпірок).

Для забезпечення додаткової просторової жорсткості і стійкості конструкцій, наприклад, в разі необхідності виконання зварних та інших робіт до установки стін жорсткості, в цих місцях слід встановлювати металеві гвинтові розпірки або рядові ригелі (розпірні плити).

Установку та кріплення колон на ростверки здійснюють за допомогою залізобетонного стакану, вивіряючи двома теодолітами по двох взаємно перпендикулярним осям з використанням клинів з наступним закладенням стику бетонним розчином.

Перед монтажем підкроквяних балок (12 м) та кроквяних балок (18 м) перевіряють стан закладних деталей та наявність напрямних рисок. Ригелі на консолі та кроквяні балки на оголовки колон укладають на підкладку відразу в проектне положення, рівняючи їх у поперечному напрямку по рисках, заздалегідь нанесеним на них, а також на колони, а в поздовжньому – дотримуючись рівних площин обпирання. Після тимчасового закріплення струбцинами вони закріплюються електрозварюванням до колон. Монтаж кроквяних балок прольотом 18 м виконують із застосуванням траверс. Першу балку розкріплюють чотирма тимчасовими розчалками, а кожну наступну

кріплять до раніше встановленої тимчасовими в'язями. Вивірення балок проводять відразу після встановлення за напрямними рисками.

Плити покриття захоплюють багатовітковими стропами. Монтаж плит по залізобетонних балках виконують у першій чарунці прогону послідовно з одного краю прогону до другого, у наступних чарунках – від середини до країв. Розпірні плити, які розташовані між колонами, укладають на шар розчину на полиці ригелів і приварюють до них у чотирьох кутах відразу після встановлення. Потім монтують послідовно інші плити.

Зовнішні самонесучі стінові панелі встановлюють після монтажу й закріплення всіх конструкцій каркасу. Стіни ділять на захватки протяжністю в кілька кроків колон. Процес монтажу проводять з однієї стоянки крана на всю висоту будівлі. Монтаж стінових панелей адміністративно-офісної частини будівлі виконують після зведення несучих конструкцій на захватці.

4.4.5 Контроль якості[35].

Монтаж збірних залізобетонних конструкцій слід здійснювати з обов'язковою інструментальною перевіркою проектного положення кожного елемента і перевіркою відповідності марок всіх змонтованих конструкцій. Точність монтажу повинна забезпечувати допустимі нормативні відхилення.

Граничні відхилення приймання змонтованих конструкцій призначаються проектом на основі розрахунку геометричної точності з урахуванням вимог:

- “ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення”;
- “ДБН В.2.6-160:2010 Конструкції будинків і споруд залізобетонні конструкції. Основні положення”;
- “ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення”;
- “ДСТУ EN 1090-2:2019 Виконання сталевих та алюмінієвих конструкцій. Технічні вимоги до сталевих конструкцій”.

4.4.6 Прокладання зовнішніх інженерних мереж

Роботи по розриттю і прокладанню інженерних мереж починають з понижених ділянок трас. Воду, яка поступає, видаляють відкритим водовідливом за допомогою насосів. Влаштування тимчасових інженерних мереж у складі мереж електропостачання та водопостачання виконувати механізованим способом, в стислих місцях – вручну. Улаштування мереж електропостачання виконувати у траншеях з вертикальними стінками без кріплень при глибині укладання до 1 м від поверхні землі, на обмежених ділянках і при перетині вулиць – в азбоцементних трубах.

Прокладання водопроводу, побутової та дощової каналізації виконувати у траншеях, закріпленням вертикальних стінок, глибиною до 2,5 м, що розробляються екскаватором, типу CASE CX-240, обладнаного «зворотною лопатою» з місткістю ковша $0,25\text{ м}^3$, поблизу комунікацій, чи в стислих місцях – вручну, на ділянках перетину з діючими комунікаціями, коли існуючі мережі попадають у призму укосів, для зменшення площі асфальтобетонного покриття, що розривається, для збереження зелених насаджень – з кріпленням вертикальних стінок дерев'яними інвентарними щитами і металевими розпірними рамами. Визначення місця тимчасового складування ґрунту зворотного насипу траншей виконується підрядною організацією, що виконує роботи, по узгодженню з замовником. Виконання робіт і остаточний вибір методів виконання робіт та способу кріплень траншей проводять згідно з проектом виконання робіт, що розробляється підрядною будівельною організацією.

Роботи по прокладанню мереж виконувати комплексними бригадами. Улаштування збірних елементів колодязів і монтаж труб інженерних мереж проводити із залученням автомобільного крана типу КС-3562 максимальною вантажопідйомністю 10 т. Зварювання і закладання стиків, ізоляційні роботи і випробування трубопроводів проводити до засипки траншей. У разі виявлення при виконанні земляних робіт не вказаних у проекті комунікацій, підземних споруд чи знаків, які їх позначають, земляні роботи повинні бути припинені, на місце роботи викликані представники замовника і організацій, що експлуатують

виявлені комунікації, прийняті заходи по запобіганню пошкоджень виявлених підземних пристроїв.

Комунікації що зустрілися при виконанні робіт, повинні бути розкриті і підвішені, для уникнення пошкоджень. Якщо при перетині трубопроводу проводять розкриття цілої труби, вона повинна бути підвішена двома підвісками. Підвіски встановлюють за допомогою форкопів, щоб не допускати прогинання трубопроводу. При перетині кабелів вони повинні бути взяті у закритий короб, щоб уберегти їх від пошкоджень випадково впавших предметів, а також в процесі опускання труб.

Ґрунт, який непридатний для зворотної засипки, відвозиться в тимчасовий резерв. Поблизу діючих комунікацій та дерев траншеї розробляються вручну в кріпленні дошками. Монтаж труб і залізобетонних елементів виконується автономним краном вантажопідйомністю 6,3-10 т типу КС-3575.

Зворотне засипання ґрунту виконується після перевірки правильності укладання трубопроводів екскаватором CASE SX-240 з пошаровим ущільненням пневмотрамбовками. Траншеї засипаються у два прийоми: спочатку присипають трубопроводи вручну на висоту 0,2 м, потім засипають бульдозером.

4.5. Визначення тривалості будівництва

Відповідно до 42.21 ДСТУ Б А.3.1-22:2013[28] приймається метод лінійної інтерполяції, виходячи з усереднених показників тривалості будівництва:

Склад, одноповерхова будівля заввишки 6м. складська площа 1200 м², складський об'єм 7200 м³ – 5 місяців;

Склад, одноповерхова будівля заввишки 6м. складська площа 2500 м², складський об'єм 15000м³ – 6 місяців (Додаток В, табл.В.1);

Тривалість будівництва на одиницю приросту:

$$\frac{(6-5)}{(2500-1200)} = 0,000769 \text{ міс на м}^2$$

Приріст загальної площі становить 1824,63 – 1200 = 624,63 м²

Тривалість будівництва T_z з урахуванням інтерполяції становить:

$$T = 0,000769 \times 624,63 + 5 = 5,48 \text{ міс.}$$

Виконуємо коригування висоти методом екстраполяції.

Збільшення висоти становить:

$$\left(\frac{(9,9 - 6,0)}{6,0} \right) \times 100\% = 65\%$$

Збільшення тривалості будівництва становить $65\% \times 0,3 = 19,5\%$

Тривалість будівництва становитиме:

$$T = 5,48 + (0,195 \times 5,48) = 5,48 + 1,07 = 6,55 \text{ міс.}$$

4.6. Потреба в кадрах

- Максимальна кількість робітників складає 34 чоловік;
- Загальна чисельність інших категорій працюючих становить 25%.

Розв'язок:

Визначаємо загальну чисельність працівників:

$$34 \times 0,25 = 8,5 \text{ приймаємо } 9 \text{ чоловік.}$$

$$34 + 9 = 43 \text{ чоловік}$$

Табл. 4.2

Потреба будівництва в робочих кадрах

Категорія працюючих	Типова структура, %	Кількість, чол.
Робітники	79,07	34
ІТП	9,3	4
Службовці	4,65	2
МОП та охорона	6,98	3
Всього працюючих	100	43

4.7. Тимчасові будівлі та споруди

На будмайданчику передбачено розміщення тимчасових будівель та споруд, список яких наведено в таблиці 4.3.

Потреба в будівлях санітарно-побутового та адміністративного призначення:

Площу інвентарних будівель визначаємо за формулою:

$$B = P_p \times \Pi, \text{ де}$$

V – площа тимчасової будівлі відповідного призначення;

P_p – розрахункова чисельність робітників і службовців, задіяних на будівництві в найбільш чисельну зміну (70% від загальної кількості робітників) = 30 чоловіка;

P – нормативний показник площі.

Виходячи з розрахованої чисельності робітників та службовців і нормативних показників на одного працюючого визначаємо потребу, тип і вартість інвентарних будівель і тимчасових споруд.

Табл.4.3

Розрахунок площі санітарно-побутових приміщень згідно таблиці 6.1

ДБН А.3.2-2-2009

Номенклатура будівель	Одиниця виміру	Нормативний показник	Розрахована площа, м ²
1	2	3	4
Контора	м ² /чол ІТП	4	16
Гардеробна	м ² /10 чол	7	21
Душова з переддушовою	м ² /10 чол	5,4	16,2
Умивальна	м ² /10 чол	2	6
Сушилка для одягу і взуття	м ² /10 чол	2	6
Приміщення для обігрівання працюючих (захист від сонячної радіації)	м ² /10 чол	1	3
Приміщення для прийняття їжі та відпочинку	м ² /10 чол	10	30
Приміщення для особистої гігієни жінок (20% від кількості робітників)	м ² /100 жін	3,5	1
Туалет	м ² /10 чол	1	3
Разом			110,2

На будівельному об'єкті необхідно мати аптечки з медикаментами, ноші, фіксуючі шини та інші засоби надання першої долікарняної допомоги.

4.8 Потреба в енергоресурсах

Потреба в електроенергії розрахована на комплекс будівельно-монтажних робіт і допоміжні потреби згідно з будгенпланом за формулою:

$$P = \frac{1,1}{\cos\varphi} \times (K_1 \times \sum P_1 + K_2 \times \sum P_2 + K_3 \times \sum P_3 + K_4 \times \sum P_4), \text{ де:}$$

P – загальна потреба у потужності, кВА;

1,1 – коефіцієнт, що встановлює втрати потужності в мережах;

Коефіцієнт одночасності в залежності від виду і кількості споживачів:

$$K_1 = 0,6 - 1;$$

$$K_2 = 0,6 - 1;$$

$$K_3 = 0,6 - 1;$$

$$K_4 = 0,6 - 1;$$

P_1 – силова потужність на технічні потреби, кВт;

P_2 – силова потужність для внутрішнього освітлення приміщень, кВт;

P_3 – силова потужність для внутрішнього освітлення приміщень, кВт;

P_4 – силова потужність для зовнішнього освітлення, кВт;

$\cos\varphi = 0,75$ – коефіцієнт потужності.

Основними споживачами електроенергії на будівельному майданчику є будівельні машини, механізми і установки, технологічні потреби, а також освітлення побутових приміщень, зон виконання робіт та освітлення майданчика. Розрахунок виконано на основі потужності прийнятих будівельних машин і механізмів з врахуванням коефіцієнта одночасності (K_1, K_2, K_3), коефіцієнта потужності ($\cos \varphi$).

Потреба по виду споживачів

№ з/п	Найменування	Кількість	Р один., кВт	Р на об'єм., кВт	К	К×Р
1	Кран РДК-250, шт.	1	75	75	0,6	45
2	Електрозварювальний трансформатор	2	16,3	32,6	0,6	3,6
3	Станки, шт	2	3,0	6,0	0,6	3,6
4	Вібратор поверховий, шт	2	0,65	1,3	0,8	1
5	Вібратор глибинний	2	1,5	3	0,8	2,4
6	Побутові приміщення, м ²	110,2	0,015	1,653	0,8	1,322
7	Внутрішнє освітлення, м ²	2443,52	0,0008	1,954	0,6	1,172
8	Зовнішнє освітлення м ²	8182	0,005	40,91	0,8	32,728
Всього						90,82

$$P = 90,82 \text{ (кВА)}$$

4.9. Потреба в воді

Водою на виробничі та побутові потреби будівельники забезпечуються від існуючої водопровідної мережі.

Добова витрата води складає:

$$Q = q_{\text{вир.}} + q_{\text{госп.}} + q_{\text{пож.}}$$

$$q_{\text{вир.}} = K_1 \times \frac{q_2 \times n_2}{t_1 \times 3600} + \frac{q'_2 \times n'_2}{t_2 \times 3600} \text{ де}$$

K_1 – коефіцієнт на невраховані витрати води (1,2);

q_1 – питомі витрати води на виробничі потреби, л;

n_1 – кількість виробничих споживачів в найбільш завантажену зміну;

K_f – коефіцієнт погодинної нерівномірності потреби в воді (1,5);

t_1 – кількість годин у зміні.

Витрати води споживачами складає:

- Компресорна станція – 10 л/год;
- Поливання бетону і залізобетону – 300 л/м³ на добу;
- Бетонні роботи – 210 л/м³ (2 м³ в зміну);
- Мурування – 100 л/м³ (2 м³ в зміну);

$$q_{\text{вир.}} = \frac{1,2 \times 10 \times 1 \times 1,5}{8 \times 3600} + \frac{1,2 \times 300 \times 2 \times 1,5}{8 \times 3600} + \frac{1,2 \times 210 \times 2 \times 1,5}{8 \times 3600} + \frac{1,2 \times 100 \times 2 \times 1,5}{8 \times 3600} = 0,00063$$

$$+ 0,0375 + 0,026 + 0,0125 = 0,077 \text{ л/с}$$

Витрати води на господарчо-побутові потреби:

$$q_{\text{госп.}} = K_2 \times \frac{q_2 \times n_2}{t_1 \times 3600} + \frac{q'_2 \times n'_2}{t_2 \times 3600}, \text{ де:}$$

K_2 – коефіцієнт нерівномірності водопотреби – 1,5;

q_2 – норма потреби на 1 людину в зміну – 15 л;

n_2 – число працюючих в найбільш завантажену зміну – 30 чел.;

q'_2 – витрата води на приймання душа одним працюючим, 30 л;

n'_2 – число працюючих, що користуються душем (40%);

t_1 – кількість годин в зміну;

t_2 – тривалість використання душової установки (45 хвилин).

$$q_{\text{госп.}} = \left(\frac{1,5 \times 15 \times 30}{8 \times 3600} \right) + \left(\frac{1,5 \times 30 \times 0,4 \times 30}{8 \times 3600} \right) = 0,042 \text{ л/с}$$

$$q_{\text{пож.}} = 15 \text{ л/с (Потреба у воді на пожежогасіння згідно ДБН А.3.1-5-2016)}$$

Загальна витрата води:

$$Q = 0,077 + 0,042 + 15 = 15,119 \text{ л/с}$$

ВИСНОВОК

Кваліфікаційна робота на проектування центру з продажу та обслуговування вантажних автомобілів розташованого на земельній ділянці загальною площею 0,8182 га. Об'єкт є затребуваним для функціонування транспортної інфраструктури, що складається з адміністративно-офісних приміщень, ремонтних зон та вбудованої споруди подвійного призначення, що є основною вимогою для безпеки та цивільного захисту згідно ДБН В.2.2-5:2023 "Захисні споруди цивільного захисту".

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. [Чинний від 2019-12-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2019. 162 с. (Державні будівельні норми України).
2. Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів : ДСП 173-96. – [Затв. Наказом МОЗ України від 19.06.1996 № 173]. – Київ : МОЗ України, 1996. – 33 с.
3. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. – [Чинний від 2011-11-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011.
4. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинний від 2007-01-01]. – К. : Мінбуд України, 2006.
5. Будівництво в сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2014. [Чинний від 2014-12-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014.
6. ДБН В.2.2-27:2025. Промислові будівлі. [Чинний від 2025-11-01]. Вид. Офіц. Київ : Міністерство розвитку громад та територій України, 2025. (Державні будівельні норми України).
7. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. [Чинний від 2017-06-01]. Вид. Офіц. Київ : Міністерство регіонального

розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. (Державні будівельні норми України).

8. ДБН В.2.2-28:2010. Будинки адміністративного та побутового призначення. [Чинний від 2011-10-01]. Вид. Офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. (Державні будівельні норми України).

9. Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи «Проектування одноповерхової промислової каркасної будівлі із збірних залізобетонних елементів» з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів за напрямом підготовки 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Розрахунок будівельних конструкцій на міцність, жорсткість та вогнестійкість». Є.А. Бакулін, Н.О. Костира, В.М. Бакуліна/– К, НУБіП, 2022. – 83с. 6.

10. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція будівель. К.: Мінбуд України. – 74 с.

11. ДСТУ Б А.2.4-7-2009. Правила виконання архітектурно- будівельних робочих креслень. – К.: Вид-во стандартів, 1996, - 54 с. Чинний з 01.01.2010.

12. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).

13. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-162:2010. – [Введені в дію з 2011-09-01]. – К. : Держбуд України.

14. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона: ДСТУ Б В.2.7-217:2009 . – [Чинний з 2009-09-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 16 с. – (Національний стандарт України).

15. Кріпак В. Д., Колякова В. М., Сморгалов Д. В. Розрахунок збірної залізобетонної плити покриття 3,0x12,0 м : методичні вказівки до виконання курсової роботи з освітньої компоненти «Залізобетонні конструкції». Київ : Видавництво Ліра-К, 2025. 84 с.

16. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1: ДБН В.1.2-14-2018. –[На заміну від ДБН В.1.2-14-2009:1.4-Ж.: УкрНДІпроектстальконструкція: Мінрегіон-буд України, 2019. – 32с. -чинні від 01.09.2022.

17. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: Підручник [для студ. Вищ. Навч. Закл.] / А.М. Павлікова ПолтНТУ. – Полтава: ТОВ «АСМІ». 2017.284 с.

18. ДБН В 2.6-98:2009. Конструкції будинків' і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування Мінрегіонбуд України. Київ, 2011,- 71с. – чинний з 01.06.2011.

19. ДСТУ БВ 2.6-156:2010. Бетонні залізобетонні конструкції ДБН В 2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування, - Важкого бетону. Правила проектування, - Мінрегіонбуд України. Київ, 2011,- 116с. – чинний з 01.06.2011.

20. Технологічна карта на улаштування промислової підлоги паркінгу. Київ : ТОВ «Київська промислово-будівельна компанія», 2019.

21. ДСТУ EN 14889-1:2022. Фібра для бетону. Частина 1. Фібра сталева. Визначення, вимоги та відповідність. [Чинний від 2023-01-01]. Вид. Офіц. Київ : DP «UkrNDNTs», 2022.

22. ДСТУ 7239:2011. Система стандартів безпеки праці. Засоби індивідуального захисту. Загальні вимоги та класифікація. – Київ: Держспоживстандарт України, 2011. – 11 с. 23. ДСТУ Б А.2.2-7:2010 Проектування. Розділ інженерно-технічних заходів цивільного захисту (цивільної оборони) у складі проектної документації об'єктів. Основні положення.

23. Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій : ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015. Вид. Офіц. Київ : Мінрегіон України, 2015.

24. ДСТУ Б В.2.6-212:2016 «Настанова з виконання робіт із застосуванням сухих будівельних сумішей».

25. ДБН В.1.3-2:2010. Геодезичні роботи у будівництві (із Зміною № 1). [Чинний від 2011-01-01]. Вид. Офіц. Київ: Міністерство розвитку громад та територій України, 2018. (Державні будівельні норми України).

26. ДСТУ EN 12812:2022. Будівельні драбини. Вимоги до робочих характеристик та загальне проектування (EN 12812:2008, IDT). [Чинний від 2023-01-01]. Вид. Офіц. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2022.

27. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. [Чинний від 2012-04-01]. Вид. Офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. (Державні будівельні норми України).

28. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 Визначення тривалості будівництва об'єктів.

29. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Норми проектування :. – К.: Мінбуд України, 2009.

30. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування :– К.: Мінбуд України, 2009.

31. ДБН В.1.1.7–2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. К.: Держбуд України. 2016. – 87 с.

32. ДБН В.1.2-14:2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд.

33. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва. К.: Мінбуд України. 2016. – 67 с.

34. Порядок виконання підготовчих робіт, порядок виконання будівельних робіт, перелік об'єктів, будівництво яких здійснюється після подання повідомлення про початок виконання будівельних робіт, затвердженого постановою Кабінету міністрів України від 13 квітня 2011р. № 466 «Деякі питання виконання підготовчих і будівельних робіт».

35. Положення контролю якості виконання будівельно-монтажних робіт та порядок прийняття в експлуатацію закінчених будівельних об'єктів. ISBN № 978- 966-2007- . kipt.com.ua › 2018/11 ›.

36. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1.

37. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. Нац. Ун-т міськ. Госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.

38. Методичні вказівки до проектування каркасів одноповерхових виробничих будівель для студентів спеціальностей: 6.092100 "Промислове та цивільне будівництво", 6.092600 "Водопостачання та водовідведення" всіх форм навчання. – Полтава: Полтавський державний технічний університет імені Юрія Кондратюка, 1999.-58 с.

39. Конструювання залізобетонних елементів: Навч.посібник / П.П.Воскобійник, М.М.Губій, О.А.Довженко та ін./ За ред. М.М.Губія. – Полтава: Полтавський державний технічний університет імені Юрія Кондратюка, 2002. – 124 с.

40. Методичні вказівки до розрахунку залізобетонних колон поперечної рами одноповерхової виробничої будівлі для студентів спеціальності 6.092100 "Промислове та цивільне будівництво" всіх форм навчання. – Полтава: Полтавський державний технічний університет імені Юрія Кондратюка, 2002. – 23 с.

ДОДАТОК А

Таблиця А.1

Розміри земельних ділянок для зберігання та технічного обслуговування транспортних засобів

Об'єкти	Площа ділянки на об'єкт, га
Вантажне підприємство місткістю, автомобілів:	
100	2,0-2,5
200	3,0-3,5
300	4,0-4,5
500	6,0-6,5

Клас IV. Санітарно-захисна зона 100 м

1. Бази районного призначення для збирання утильсировини.
2. Механізовані транспортні парки по очищенню міст.
3. Сміттєперевантажувальні станції.
4. Склади тимчасового зберігання утильсировини без її переробки.
5. Підприємства по обслуговуванню автомобілів (вантажні автомобілі, а також автобуси міського транспорту).
6. Автогазонаповнювальні компресорні станції.

Рис А.1- Санітарно – технічні споруди та установки комунального призначення

Таблиця А.2

Кліматичні показники архітектурно-будівельних кліматичних районів та підрайонів

Кліматичний район, підрайон		Температура повітря, °C				Кількість опадів за рік, мм	Відносна вологість у липні, %	Середня швидкість вітру у січні, м/с
		середня за		абсолют- ний мінімум	абсолют- ний максимум			
		січень	липень					
I – Північно-західний (Поліс- ся, Лісостеп)		Від -5 до -8	Від 18 до 20	Від -37 до -40	Від 37 до 40	Від 550 до 700	Від 65 до 75	Від 3 до 4
II – Південно-східний (Степ)		Від -2 до -6	Від 21 до 23	Від -32 до -42	Від 39 до 41	Від 400 до 500	Менше 65	Від 4 до 6
III – Українські Карпати	IIIA – Карпатсь- кий (Передкар- паття, Гірські Карпати)	-7	14	-38	35	1600	Від 77 до 81	3
	IIIB – Закарпатсь- кий	-4	19	-32	39	1000	Більше 70	3
IV – Південний берег Криму		3	23	-20	39	600	Менше 60	Від 4 до 5
V – Кримські гори		-4	16	-27	32	1060	70	Від 4 до 5

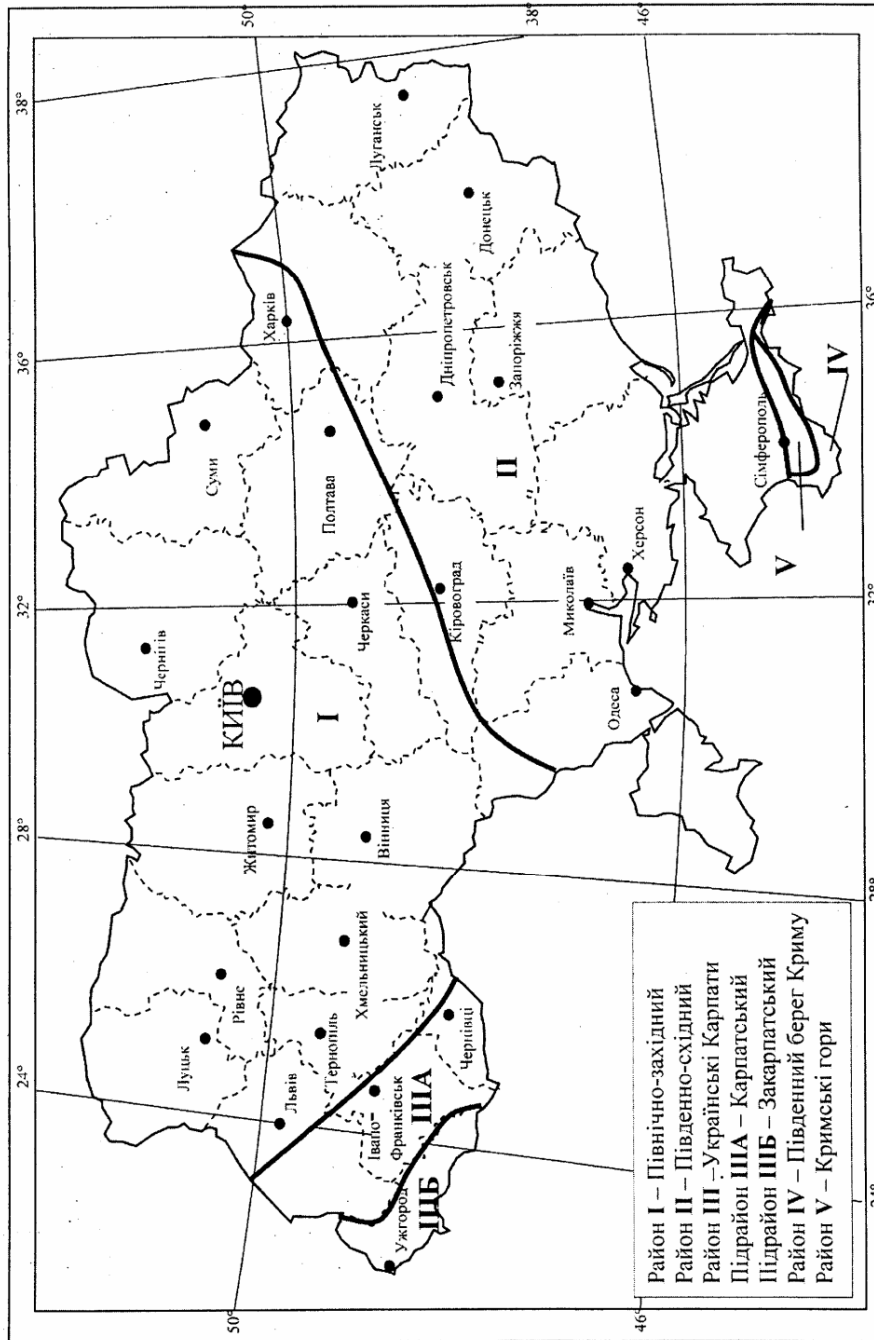


Рисунок А.2 – Архітектурно-будівельне кліматичне районування території України

Таблиця А.3
Характеристичні значення навантажень і впливів для міст України

Міста обласного підпорядкування	W_0 (Па)	S_0 (Па)	b (мм)	W_B (Па)
Київ	370	1550	19	160

Таблиця А.4

Перелік населених пунктів України, розташованих у сейсмічно небезпечних районах

Назва населених пунктів України	Карти ЗСР-2004			Назва населених пунктів України	Карти ЗСР-2004		
	А	В	С		А	В	С
Київська область							
Біла Церква	—	—	6	Вишневе	—	—	6
Бориспіль	—	—	6	Ірпінь	—	—	6
Боярка	—	—	6	Обухів	—	—	6
Бровари	—	—	6	Переяслав-Хмельницький	—	—	6
Буча	—	—	6	Славутич	—	—	6
Васильків	—	—	6	Фастів	—	—	6
Вишгород	—	—	6	Яготин	—	—	6

ДОДАТОК Б

Таблиця Б.1

Основні характеристики бетону

Показн.	Клас міцності бетону										
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
$f_{ck,cube}$, (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$f_{cm,cube}$, (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77
$f_{ck,prism}$, (МПа)	7,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
f_{cd} , (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
f_{ctm} , (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,0,05}$, (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0
$f_{ctk,0,95}$, (МПа)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3
E_{cm} , (ГПа)	18,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
E_{ck} , (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37

Таблиця Б.2

Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик арматури

Клас арматури	Характеристики арматури			
	f_{pk} , МПа	$f_{p0,1k}, f_{pk}$ МПа	E_p , МПа	ε_{uk}
A600, A600C, A600K	630	575	190000	0,02
A800, A800K, A800CK	840	765	190000	0,018
A1000	1050	955	190000	0,018
Bp1200	1260	1145	190000	0,016
Bp1300	1365	1240	190000	0,016
Bp1400	1470	1335	190000	0,016
Bp1500	1575	1430	190000	0,016
K1400 (K-7)	1470	1335	180000	0,014
K1500 (K-7)	1575	1430	180000	0,014
K1500 (K-19)	1575	1430	180000	0,014

Таблиця Б.3

Міцнісні та деформативні характеристики арматури

Характерист. арматури	Клас арматури			
	A240C ДСТУ 3760-98	A400C ДСТУ 3760-98	A500C ДСТУ 3760-98	B500 ДСТУ ENV 10080
f_{yk} , МПа	240	400	500	500
f_{vd} , МПа	225	375(365)	435	435
f_{vwd} , МПа	170	285	300	325
E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$	$2,1 \cdot 10^5$	$2,0 \cdot 10^5$	$1,9 \cdot 10^5$
ε_{so}	0,0011	0,00174	0,00210	0,0026
ε_{ud}	0,025	0,025	0,020	0,012

Таблиця Б.4

Сортамент арматури

Діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, мм ² , при кількості										Маса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	71	0,055
4	12,6	25	36	50	63	76	88	101	113	126	0,099
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	196	0,154
6	28,3	57	86	113	142	170	198	226	255	283	0,222
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	503	0,395
10	78,9	157	236	314	393	471	550	628	707	785	0,617
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	1131	0,888
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1539	1,208
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	2011	1,578
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	2545	1,998
20	314,2	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	3142	2,466
22	380,1	760	1140	1520	1900	2271	2661	3041	3421	3801	2,984
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4413	4909	3,853
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	6158	4,834
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	8042	6,313
36	1018	2036	3054	4072	5090	6108	7126	8144	9162	10180	7,990
40	1256	2512	3768	5024	6280	7536	8792	10048	11304	12560	9,805

Таблиця Б.4

Значення коефіцієнтів α_m , ξ та ζ

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0.01	0.996	0.008	0.26	0.896	0.186	0.51	0.796	0.325
0.02	0.992	0.016	0.27	0.892	0.193	0.52	0.792	0.329
0.03	0.988	0.024	0.28	0.888	0.199	0.53	0.788	0.334
0.04	0.984	0.031	0.29	0.884	0.205	0.54	0.784	0.339
0.05	0.980	0.039	0.3	0.880	0.211	0.55	0.780	0.343
0.06	0.976	0.047	0.31	0.876	0.217	0.56	0.776	0.348
0.07	0.972	0.054	0.32	0.872	0.223	0.57	0.772	0.352
0.08	0.968	0.062	0.33	0.868	0.229	0.58	0.768	0.356
0.09	0.964	0.069	0.34	0.864	0.235	0.59	0.764	0.361
0.1	0.960	0.077	0.35	0.860	0.241	0.6	0.760	0.365
0.11	0.956	0.084	0.36	0.856	0.247	0.62	0.752	0.373
0.12	0.952	0.091	0.37	0.852	0.252	0.64	0.744	0.381
0.13	0.948	0.099	0.38	0.848	0.258	0.66	0.736	0.389
0.14	0.944	0.106	0.39	0.844	0.263	0.68	0.728	0.396
0.15	0.940	0.113	0.4	0.840	0.269	0.7	0.720	0.403
0.16	0.936	0.120	0.41	0.836	0.274	0.72	0.712	0.410
0.17	0.932	0.127	0.42	0.832	0.280	0.74	0.704	0.417
0.18	0.928	0.134	0.43	0.828	0.285	0.76	0.696	0.423
0.19	0.924	0.140	0.44	0.824	0.290	0.78	0.688	0.429
0.2	0.920	0.147	0.45	0.820	0.295	0.8	0.680	0.435
0.21	0.916	0.154	0.46	0.816	0.300	0.85	0.660	0.449
0.22	0.912	0.161	0.47	0.812	0.305	0.9	0.640	0.461
0.23	0.908	0.167	0.48	0.808	0.310	0.95	0.620	0.471
0.24	0.904	0.174	0.49	0.804	0.315	1	0.600	0.480
0.25	0.900	0.180	0.5	0.800	0.320	-	-	-

$$\alpha_m = 0,8\xi(1 - 0,4\xi); \zeta = (1 - 0,4\xi)$$

ДОДАТОК В

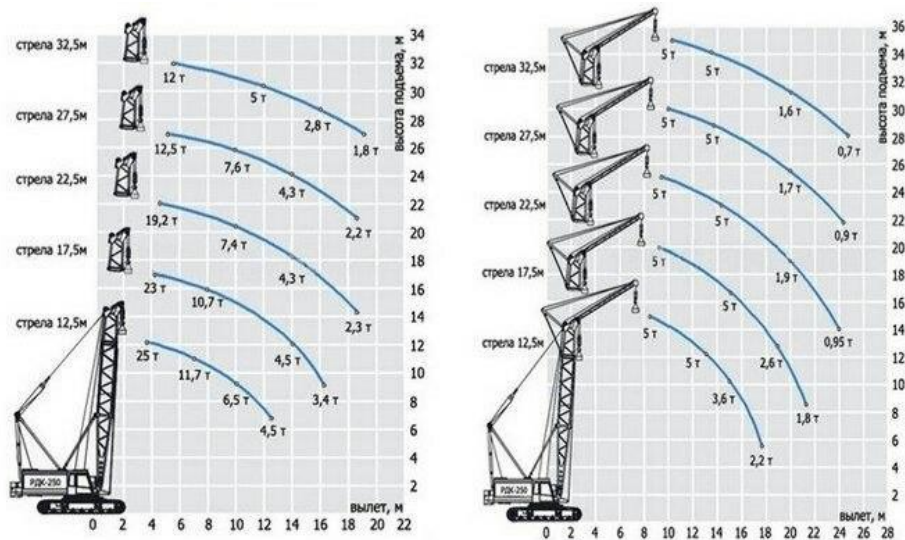


Рис. В.1 – а) Схема основного подъема крана РДК-245; б) Схема вспомогательного подъема крана РДК-245.

Таблица В.1

Усредненные показатели тривалості будівництва окремих видів об'єктів не виробничого призначення та лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури.

Об'єкти будівництва	Усредненные показатели тривалості будівництва об'єктів, міс.							
	зі стінових кладочних виробів з панельним перекриттям	зі стінових кладочних виробів з монолітним перекриттям	збірних каркасних з зовнішніми стінами із			каркасно-монолітних з заповненням стін стіновими кладочними виробами	монолітних стінових	панельних
			стінових кладочних виробів	каркас металевий, стіни з тришарових панелей	навісних панелей з/б			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Будівлі офісні 1-2-поверхові 0,5 тис. м ² загальної площі	6	6			5			6
Будівлі офісні 1-2-поверхові 1 тис. м ² загальної площі	7	7			5			6,5
Будівлі офісні 1-2-поверхові 5 тис. м ² загальної площі	11	11			7			10
Будівлі офісні 3-4-поверхові 3 тис. м ² загальної площі	9	9			6			8
Будівлі офісні 3-4-поверхові 6 тис. м ² загальної площі	12	12			8	12		10
Будівлі офісні 3-4-поверхові 12 тис. м ² загальної площі	$\frac{14}{4}$	$\frac{14}{4}$			$\frac{10}{4}$	$\frac{15}{4}$		$\frac{13}{4}$

Продовження таблиці В.1

[illegible]