

КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет: Будівельний факультет
Кафедра: Промислове, цивільне і міське будівництво
Спеціальність: 192 Будівництво та цивільна інженерія
Освітньо-професійна програма: Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедрою _____

“ _____ ” _____ 20 ____ р.

ЗАВДАННЯ НА ВИПУСКНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА СТУДЕНТОВІ

Протеняк Євген Володимирович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи: "Проектування цеху по ремонту кузовів"
затверджена наказом по університету від " _____ " _____ 20 ____ р. № _____
2. Термін здачі студентом закінченої роботи _____
3. Вихідні дані до роботи

Місце будівництва – м. Кривий Ріг.

Будівля одноповерхова чотирьохпрольотна каркасного типу зі збірного залізобетону, загальна висота – 27 м, розміри в плані 102×96 м.

Фундаменти – монолітні залізобетонні.

Зовнішні стіни – залізобетонні стінові панелі.

Покрівля - рулонна.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік розділів, що їх належить розробити): Архітектурно-будівельний розділ (об'ємно-планувальне і конструктивне рішення будівлі, опис генплану, теплотехнічний розрахунок). Розрахунково-конструктивний розділ (розрахунок з/б каркасу будівлі). Технологія будівництва (порівняння варіантів, технологічна карта на улаштування монолітних фундаментів). Організація будівництва (сітьовий графік, будгенплан, охорона праці і безпека життєдіяльності).

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):
Архітектурно-будівельний розділ (генплан, фасади, плани, розрізи) – 1 лист.
Розрахунково-конструктивний розділ (проектування залізобетонної плити покриття) – 1 лист.
Технологія будівництва (технологічна карта на улаштування монолітних фундаментів) – 1 лист.
Організація будівництва (сітьовий графік, будгенплан) – 1 лист.

6. Дата видачі завдання _____

Керівник _____
 (підпис)

Завдання прийняв до виконання _____
 (підпис)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва розділів магістерської роботи	Термін виконання розділів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельний		
2.	Розрахунково-конструктивний		
3.	Технологія будівництва		
4.	Організація будівництва		

Студент-дипломник _____
 (підпис)

Керівник роботи _____
 (підпис)

1. Загальна характеристика запроектованої будівлі

Проект описує каркасну будівлю зі збірним залізобетонним каркасом, спроектовану для функціонування як цех зі збирання кузовів. Згідно з класифікацією, вона належить до II класу, що вказує на її високі експлуатаційні характеристики: II ступінь довговічності та II ступінь вогнестійкості. Будівля розташована у I кліматичному районі.

2. Опис технологічних процесів

Технологічний процес збирання автокранів розподілений по прольотах цеху:

- Центральний проліт оснащений стендами для укрупнювального збирання вузлів.
- Один з крайніх прольотів призначений для налаштування електрообладнання та випробувань.
- Інший крайній проліт вміщує моторне, акумуляторне та складське відділення, що забезпечують необхідну інфраструктуру для основного виробництва.

3. Генеральний план території заводу розроблений з дотриманням ДБН Б.2.2-12:2019, санітарних, протипожежних та технологічних вимог, забезпечуючи оптимальне взаєморозташування всіх об'єктів. Територія чітко розмежована на передзаводську зону (з адміністративними будівлями, їдальнею та стоянкою) та виробничу зону (де, крім проєктованого цеху, розміщені склад готової продукції, ремонтні майстерні тощо).

Проектом враховано напрямки вітрів для забезпечення природної вентиляції цеху та ефективного снігоприбирання з даху. Внутрішньозаводський транспорт рухається автомобільними дорогами шириною 6–10,5 м з радіусами закруглень 12 м. Територія заводу озеленена декоративними деревами, кущами та квітниками, а всі дороги, майданчики та тротуари асфальтовані. Навколо будівлі передбачена асфальтована площадка шириною 1 метр. Детальні техніко-економічні показники генерального плану наведені в таблиці 1.

Таблиця 1 – Техніко-економічні показники за генпланом

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа ділянки	м ²	55459	
2	Площа забудови	м ²	27001	
3	Площа мощення	м ²	18005	
4	Площа озеленення	м ²	10454	
5	Щільність забудови	%	50	
6	Коефіцієнт мощення	%	37	
7	Коефіцієнт озеленення	%	20	

4. Об'ємно-планувальна концепція будівлі

Проектований об'єкт являє собою одноповерхову виробничу будівлю (цех зі збирання автокранів) з габаритними розмірами в осях 102 x 96 метрів. Геометрична конфігурація будівлі у плані – Г-подібна, що дозволяє організувати прольоти з різними напрямками. Доступ до будівлі та внутрішній рух забезпечується через систему в'їзних/виїзних воріт та хвіртки для персоналу.

Кожен проліт будівлі оснащений мостовими кранами, вантажопідйомність яких визначається відповідними технологічними вимогами. Висота розташування головки кранової рейки корелюється з конструктивним типом колон. Для нівелювання температурних деформацій, по осях "М" та "8" передбачені температурні шви, реалізовані шляхом спарених колон.

Просторова сітка залізобетонного каркасу характеризується змінним кроком колон, що становить 6 та 12 метрів. Прив'язка крайніх колон до поздовжніх координатних осей здійснюється на відстані "250" мм. Середні колони розташовані симетрично відносно координатних осей, що проходять по центру їх перерізу. Аналогічно, поперечні координатні осі проходять по центру перерізу колон, за винятком торцевих колон та колон, що примикають до деформаційних швів, де вісь колони зміщена всередину на 500 мм.

Ключові техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення будівлі представлені у таблиці 2.

Таблиця 2 – Техніко-економічні показники будівлі

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа забудови	м ²	11281	
2	Будівельний об'єм	м ³	231122	
3	Корисна площа	м ²	10585	
4	Планувальний коефіцієнт	—	K ₁ = 20,7	
5	Об'ємний коефіцієнт	—	K ₂ = 0,96	

5. Конструктивне рішення будівлі

Конструктивна схема проєктованої будівлі – повний каркас. Забезпечення її просторової жорсткості реалізується наступним чином:

- Поперечна стійкість: досягається шляхом формування жорстких поперечних рам, що включають замонолічені в фундаментах колони та ферми (або балки), міцно зварені до цих колон.
- Поздовжня стійкість: забезпечується інтегрованою роботою фундаментних балок, підкранових балок, системи вертикальних зв'язків та диска покриття, який утворений плитами, привареними до несучих елементів покриття.

Таке конструктивне рішення є фундаментальним для забезпечення необхідної міцності, геометричної незмінності будівлі, ефективного розподілу статичних та динамічних навантажень, а також загальної стійкості конструкції у всіх напрямках.

5.1 Колони

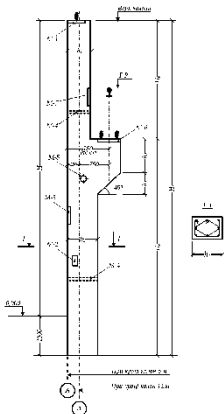
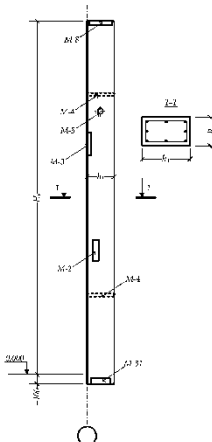
Вибір типу та розмірів колон обумовлений архітектурно-планувальним рішенням та функціональними вимогами до підйомно-транспортного обладнання. Колони класифікуються за конструктивним виконанням (одно- або двогілкові) та розташуванням (крайні, середні, фахверкові – в торцевих або поздовжніх стінах).

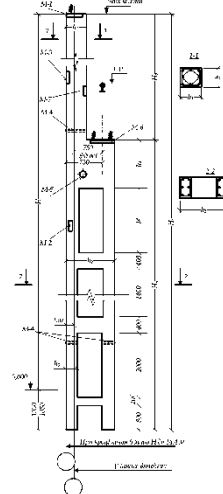
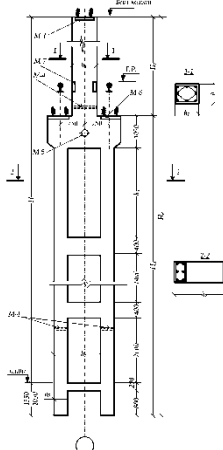
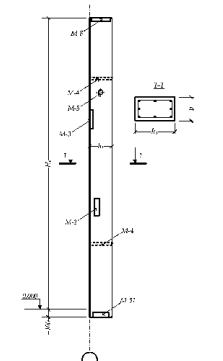
Геометричні параметри колон визначаються на основі їхнього місця в каркасі, загальної висоти будівлі, величини прольотів, кроку колон та розрахункової вантажопідйомності кранів. У одноповерхових промислових будівлях для фахверкових елементів використовуються збірні залізобетонні

колони. Ці колони застосовуються для підтримки стінових огорожень і розміщуються як біля торцевих стін, так і між основними колонами в поздовжніх стінах, якщо це вимагається певними розмірами.

Стандартні збірні залізобетонні фахверкові колони мають суцільний квадратний переріз 500 x 500 мм. Довжина кожної колони індивідуально розраховується з урахуванням її конкретного застосування в будівлі. Підбір конкретних марок збірних залізобетонних колон здійснюється згідно з даними, наведеними в таблиці 3.

Таблиця 3 – Збірні залізобетонні колони

Марка колони	Ескіз	Крок, м	Q, т	Розміри, мм			Розміри перерізу, мм
				H	H ₁	H ₂	
1	2	3	4	5	6	7	8
Колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі							
3К132-6		6	30	14350	3150	10250	600 x 400
Фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі							
3КФ133-1		6	30	13500			500 x 500
Колони крайнього ряду залізобетонної будівлі							

ЗКД144		6	30	15670	4930	10640	1300 x 500
Колони середнього ряду залізобетонної будівлі							
ЗКД144		6	30	15580	4930	10660	1950 x 650
Фахверкові колони залізобетонної будівлі							
ЗКФ145-1		6	30	14550			500 x 500

5.2 Фундаменти

У даному проєкті конструктивним рішенням для передачі навантажень від колон на ґрунтову основу є збірні залізобетонні фундаменти стаканного типу, призначені для інтеграції зі збірними залізобетонними колонами. Типовий фундаментний блок складається з плитної частини, яка може бути виконана як одне-, двох- або триступінчаста, та інтегрованого підколонника.

Стаканоподібна конфігурація підколонника забезпечує монолітне з'єднання колони з фундаментом, формуючи жорстке вузлове з'єднання. Цей ефект досягається шляхом заглиблення нижньої частини колони у спеціально сформовану порожнину ("стакан"). Розміри стакана розраховані з допуском: зверху на 150 мм, а знизу на 100 мм більші за переріз колони. Для уніфікації та

модульності, розміри підколонника та підошви фундаменту в плані кратні 300 мм, при цьому позначка верху стакана фіксована на рівні -0,150 м відносно умовної нульової позначки.

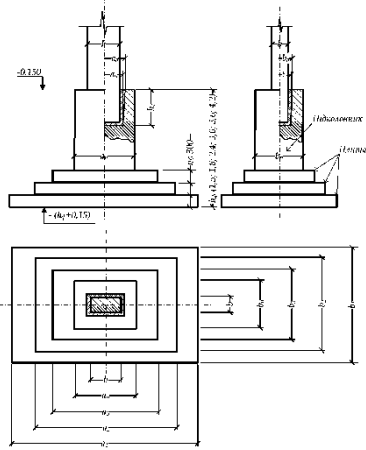
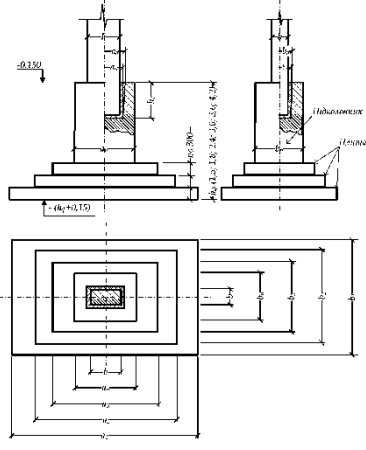
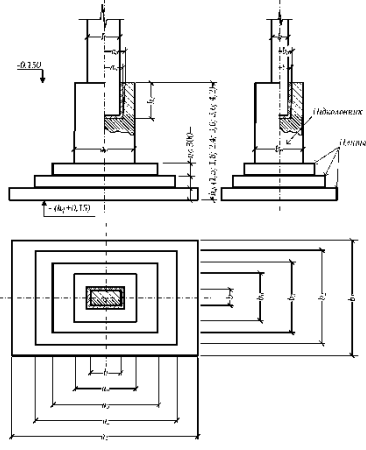
Геометричні параметри підколонника в плані підбираються з урахуванням номінальних розмірів поперечного перерізу відповідної колони. Розміри підошви фундаменту та кількість уступів оптимізуються відповідно до розрахункових навантажень, зумовлених, зокрема, вантажопідйомністю кранового обладнання. Згідно з типовими рішеннями, для фундаментів під колони середнього ряду площу підошви, як правило, приймають у 1,5-2 рази більшою, ніж для колон крайніх рядів. Для фахверкових колон, які несуть менші навантаження, допускається застосування фундаментів з одним уступом та розмірами підколонника 0,9 x 0,9 м.

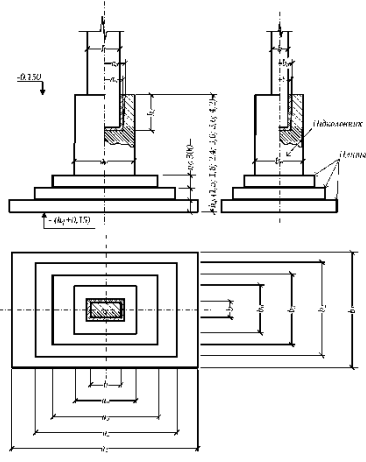
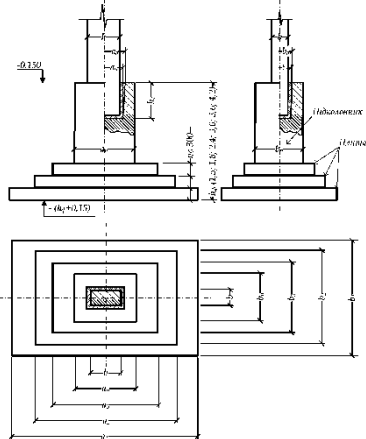
Глибина закладення фундаментів визначена на позначці -2,650 м. Ця глибина обґрунтована комплексним аналізом розрахункових навантажень, інженерно-геологічних умов ґрунтової основи та кліматичних факторів (глибина промерзання). Процес монтажу колон передбачає їх замонолічування у стаканах фундаментів з використанням бетону на дрібнозернистому заповнювачі, що гарантує передачу зусиль та просторову жорсткість вузла.

Під стінові конструкції будівлі передбачені фундаментні балки, які опираються на бетонні стовпчики, що, в свою чергу, розміщені на верхніх ступенях фундаментів. На обрізі фундаменту до позначки 0,050 м влаштовується набетонка для вирівнювання поверхні. У зонах розташування воріт фундаментні балки не застосовуються; замість них проектується монолітний бетонний фундамент, обладнаний анкерними болтами для надійного кріплення рам воріт.

Позиціонування фундаментів відносно координатних осей обчислюється на основі прив'язки відповідних колон. Важливою особливістю є орієнтація фундаментної підошви: більший розмір підколонника та підошви фундаменту розміщується в поперечному напрямку будівлі, тоді як менший розмір – у поздовжньому напрямку, що оптимізує опір домінуюльним навантаженням.

Таблиця 4 – Збірні фундаменти стаканного типу

Марка фундаменту	Ескіз	Переріз колони, мм	Розміри стакану і підколонника, мм	Розміри сходи, мм	Висота східця фундаменту, мм
1	2	3	4	5	6
під колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі					
ФБ 19-24		600 x 500	1500 x 1500 1200 x 1200	2100 x 1800 2700 x 1800	300
під фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі					
ФА 1-6		500 x 500	1200 x 1200 900 x 900	1500 x 1500	300
під колони крайнього ряду залізобетонної будівлі					
ФД 51-55		1400 x 500	2400 x 1500 2100 x 1200	3000 x 2100 3600 x 2100 4200 x 2700	300
під колони середнього ряду залізобетонної будівлі					

ФЕ 31-35		1900 x 600	3000 x 1500 2700 x 1200	3600 x 1800 4200 x 2400 4800 x 3000	300
під фахверкові колони залізобетонної будівлі					
ФА 1-6		500 x 500	1200 x 1200 900 x 900	1500 x 1500	300

5.3 Фундаментні балки

Для ефективної підтримки стінових конструкцій, в проєкті передбачені фундаментні балки, що спираються на бетонні стовпчики з перерізом 0.4×0.5 метра. Ці стовпчики встановлюються таким чином, що їхня верхня частина знаходиться на позначці –0.55 метра. Така глибина враховує висоту самих фундаментних балок (0.4 м) та крок колон (6 м), забезпечуючи оптимальне розташування конструкції.

Позначка верху фундаментної балки встановлена на рівні –0.03 метра, що на 30 мм нижче рівня чистої підлоги. Для захисту балок від деформацій, спричинених пучінням ґрунту, передбачається улаштування демпферного шару з шлаку або крупнозернистого піску по їх нижній та бічних гранях. У опалювальних будівлях можливе утеплення пристінної робочої зони на ширину до 1-2 метрів, що підвищує енергоефективність.

Зовні, вздовж фундаментних балок, передбачається улаштування асфальтового покриття шириною 1 метр. Це покриття має ухил від стіни будівлі (від 3% до 5%) для ефективного відведення поверхневих вод.

Довжина фундаментної балки варіюється залежно від її функціонального розташування в будівлі (кутова, рядова, або розміщена поруч з температурними швами), а також від кроку колон та розміру підколонника в плані. Детальніші параметри вибору фундаментних балок представлені в таблиці 5.

Таблиця 5 – Збірні фундаментні балки

Марка балки	Ескіз	Крок колони, м	Розміри, мм
ФБ 6-12		6	450 x 400

5.4 Кроквяні та підкроквяні конструкції

У даному проєкті колони виконують функцію опорних елементів для несучих конструкцій покриття, до яких відносяться кроквяні ферми та балки.

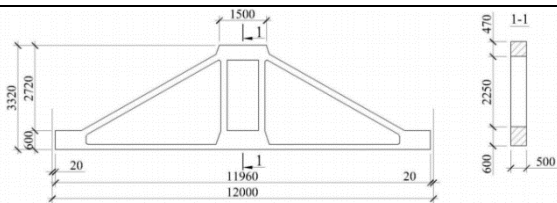
Кроквяні ферми можуть бути представлені різними типами: сегментними, безрозкісними з паралельними поясами або полігональними, що дозволяє перекривати прольоти 18, 24 або 30 метрів. Балки, у свою чергу, можуть мати паралельні пояси, бути двосхилими або ґратчастими, призначеними для прольотів 12 або 18 метрів (детальніше див. таблицю 6).

Кріплення цих несучих елементів до колон здійснюється за допомогою накладних сталевих листів, які приварюються до заздалегідь встановлених закладних деталей ферм (балок) та до анкерних болтів, вмонтованих у колони. Після точного вивірення положення ферм та балок, всі елементи надійно фіксуються в їхньому проєктному положенні.

Окремо, для колон середніх рядів, можуть бути передбачені підкроквяні ферми або балки. Їхнє кріплення до колон також виконується за допомогою зварювання закладних деталей, переважно стельовим швом, що забезпечує міцність та надійність з'єднання.

Таблиця 6 – Збірні кроквяні та підкроквяні конструкції

Марка конструкції	Ескіз	L, м	Крок, м	Розміри, мм
1	2	3	4	5
кроквяна конструкція окремої залізобетонної будівлі				
ФПП 6-18		18	6	18000 x 2700
кроквяні конструкції залізобетонної будівлі				
ФПП 6-24 ФПП 6-30		24	6	24000 x 2700 30000 x 2700
підкроквяні конструкції залізобетонної будівлі				

ПФ-12		12	12	11960 x 3300
-------	--	----	----	--------------

5.5 Підкранові балки

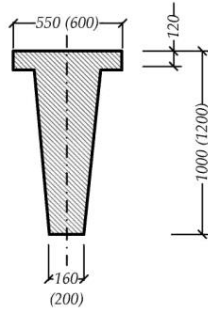
Для забезпечення функціонування мостових кранів різної вантажопідйомності (від 15 до 150 тонн, згідно з таблицею 7), в проєкті передбачено використання підкранових балок. Ці балки, разом з крановими рейками, формують шлях руху кранів і, завдяки міцному з'єднанню з колонами, надають будівлі додаткову просторову жорсткість.

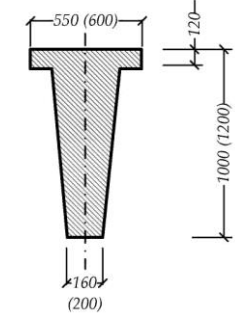
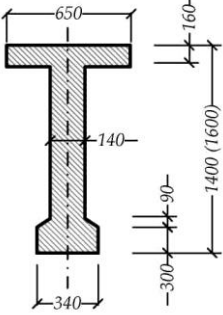
У одноповерхових промислових будівлях залізобетонні підкранові балки застосовуються при кроці колон 6 або 12 метрів та вантажопідйомності крана до 50 тонн. З метою оптимізації виробництва та монтажу, ці балки є розрізними (складаються з окремих сегментів). Типові залізобетонні підкранові балки мають тавровий переріз. Їх висота для прольоту 6 метрів становить 800 або 1000 мм, а для прольоту 12 метрів – 1400 мм.

Залежно від їх розташування в будівлі, підкранові балки класифікуються на **торцеві** (розташовані біля торцевих стін), рядові та температурні (розташовані поряд з температурними швами). Вони відрізняються конфігурацією та розташуванням закладних деталей, призначених для кріплення до колон.

Після монтажу та ретельного вивірення, підкранові балки надійно закріплюються до колон. У нижній частині кріплення здійснюється за допомогою болтів або зварювання, тоді як у верхній – шляхом приварювання вертикального листа до відповідних закладних деталей на колоні та балці. На верхній грані підкранових балок укладаються кранові рейки, які фіксуються за допомогою лапок-притисків, встановлених на пружних прокладках, що забезпечує амортизацію та рівномірний розподіл навантажень.

Таблиця 7 – Підкранові балки

Марка балки	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
Окрема залізобетонна будівля			
БКНВ 6 -4с		5960	1000 x 600
Залізобетонна будівля			

БКНВ 6 -4с		5960	1000 x 600
БКНВ 12 -3с		11950	1400 x 650

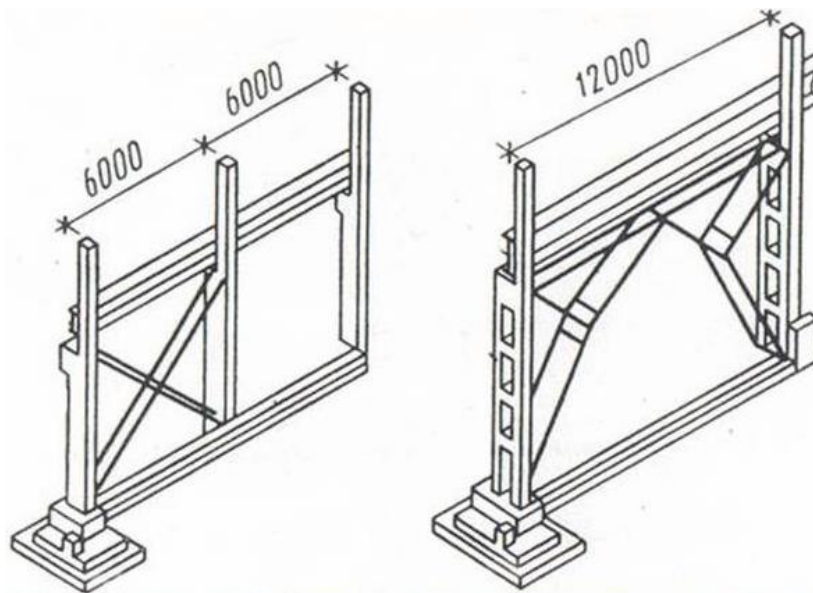
5.6 Зв'язки

Проектування системи вертикальних зв'язків у будівлі здійснюється з урахуванням критичних параметрів, що впливають на просторову жорсткість каркаса: загальної висоти споруди, наявності та вантажопідйомності мостових кранів, а також конструктивного рішення покриття (зокрема, висотних відміток нижніх поясів ферм або балок).

У будівлях, де передбачена експлуатація мостових кранів, вертикальні зв'язки по колонах, як правило, розташовуються нижче рівня підкранових балок. Ці елементи концентруються в одному кроці колон для кожного температурного відсіку, як візуалізовано на рис. 1. У цій конструктивній схемі підкранові балки ефективно виконують функцію горизонтальних розпірок для системи вертикальних зв'язків, передаючи зусилля на колони. У випадках, коли технологічні або експлуатаційні обмеження унеможливають розташування вертикальних зв'язків у центральному кроці колон температурного відсіку, допускається їх зміщення на суміжний крок.

За наявності в конструкції підкроквяних ферм, останні автоматично інтегруються в систему жорсткості, виконуючи роль розпірок по колонах. Це усуває необхідність у встановленні додаткових спеціалізованих елементів розпірок.

Окрім зазначених вертикальних зв'язків по колонах, проєкт також передбачає влаштування вертикальних зв'язків у ліхтарях (за їх наявності) та по підвісних кранових шляхах, що є необхідним для забезпечення загальної просторової жорсткості та стійкості всієї будівлі під дією експлуатаційних та вітрових навантажень.



а)

б)

Рисунок 1 – Зв'язки: а – при кроці колон 6 м; б – при кроці колон 12 м.

5.7 Плити покриття

Для формування конструкції покриття застосовуються збірні залізобетонні плити, що укладаються перпендикулярно до поздовжніх осей кроквяних конструкцій (детальні технічні характеристики наведені у таблиці 8).

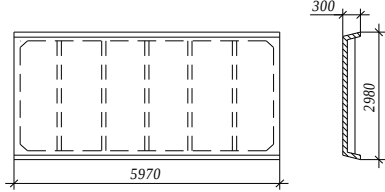
Типорозміри плит покриття варіюються залежно від кроку несучих кроквяних елементів:

- При кроці кроквяних конструкцій 6 м: використовуються плити розміром 3×6 м та 1.5×6 м.
- При кроці кроквяних конструкцій 12 м: застосовуються плити розміром 12×6 м та 1.5×12 м.

Стандартна ширина плит, що становить 3 м, є кратною відстані між вузлами кроквяних конструкцій, що забезпечує оптимальну інтеграцію в каркас. Плити шириною 1.5 м переважно використовуються у зонах розжолобків, де проєктний розрахунок вимагає додаткової несучої здатності для сприйняття підвищених снігових навантажень.

Усі плити обладнані закладними деталями, інтегрованими на кінцях їхніх поздовжніх несучих ребер. Ці закладні деталі забезпечують жорстке з'єднання шляхом зварювання з відповідними закладними елементами кроквяних ферм або балок. Монтажні шви між сусідніми панелями заповнюються цементним розчином класу М100, що гарантує монолітність з'єднання та ефективну передачу навантажень. Варто відзначити, що закладні деталі плит, призначених для кріплення в торцевих частинах будівель та вздовж температурних швів, мають зміщення на 500 мм відносно їхньої стандартної прив'язки.

Таблиця 7 – Плити покриття

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
ПНС-10		5960	1490 x 300

5.8 Стінове огороження

Для формування зовнішнього огороження будівлі передбачено використання збірних стінових панелей. Цей тип огорожувальних конструкцій є універсальним для будівель різного призначення (опалюваних та неопалюваних), незалежно від матеріалу та конструктивної схеми несучого каркасу, а також від модуля кроку колон (6 або 12 метрів).

Номінальна висота стінових панелей, як правило, приймається 1.2 м або 1.8 м, а їхня проектна довжина – 6 м або 12 м. Вертикальна прив'язка стінового огороження передбачає суміщення нижньої кромки цокольної панелі з позначкою рівня чистої підлоги будівлі. З урахуванням технології монтажу та конструктивних особливостей, рекомендована відмітка встановлення верхнього ряду панелей – 0.6 м нижче нижнього поясу кроквяних ферм. У випадках, коли верхній ряд панелей доходить до рівня ферм, його верхня кромка повинна бути на 0.3 м нижче верхнього поясу ферми.

Для об'єктів із залізобетонним каркасом оптимальним рішенням є застосування легкобетонних самонесучих панелей. Висота основних рядових стінових панелей уніфікована та кратна модулю 300 мм, складаючи 1.2 м або 1.8 м. Підкарнизні та парапетні панелі мають висоту 0.9 м або 1.5 м. Цокольна панель, що сприймає підвищені навантаження, зазвичай має висоту 1.2 м, проте її розміри можуть бути скориговані відповідно до специфічних технологічних вимог. У кутових зонах будівель, де основні колони каркаса зміщені з поперечної координатної осі на 500 мм, передбачається використання поздовжніх кутових панелей або панелей з добірними вкладишами для забезпечення правильного примикання.

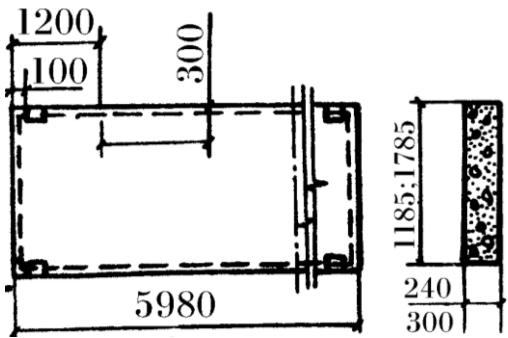
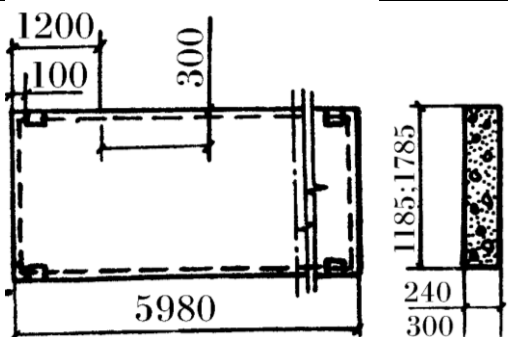
Горизонтальні шви між стіновими панелями мають товщину 15 мм, тоді як вертикальні шви варіюються від 20 мм до 30 мм, що залежить від довжини панелей (6 м або 12 м відповідно). З огляду на температурні та усадочні деформації панелей, матеріал заповнення швів повинен відповідати вимогам пружності, еластичності, водонепроникності та стійкості до агресивних атмосферних впливів. Для досягнення високої герметизації швів застосовуються пружні синтетичні профільні прокладки (наприклад, з пороізолу або герніту) у поєднанні з різними водостійкими мастиками.

Стінові конструкції розроблені з одношарових самонесучих панелей товщиною 300 мм. Кріплення цих панелей до колон здійснюється за допомогою спеціальних з'єднувальних елементів, що складаються з двох кутиків (розміром 125×16 мм, довжиною 100 мм), які приварюються до закладних деталей колон та стінових панелей через гнучкий анкер з опорною пластиною. Панелі є виробами

заводського виготовлення, що мають зовнішній та внутрішній фактурні шари з цементно-піщаного розчину товщиною 20 мм.

У зонах влаштування воріт та дверних прорізів, заповнення стінових прорізів виконується з цегли марки М100 на розчині марки М50 з товщиною кладки 380 мм, що забезпечує необхідну несучу здатність та жорсткість у цих критичних місцях.

Таблиця 8 – Стінове огороження

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
Окрема залізобетонна будівля			
ПСЛ-16		6000	1800 x 300
Залізобетонна будівля			
ПСЛ-16		6000	1800 x 300

5.9 Вікна

Світлопрозорі огорожувальні конструкції у стінах будівлі проєктуються у вигляді окремих віконних блоків або суцільних стрічкових віконних прорізів (як ілюструє Рисунок 2). У великопролітних промислових будівлях або спорудах, обладнаних мостовими кранами, для забезпечення оптимального коефіцієнта природної освітленості, вікна можуть бути ярусно розташовані на двох або навіть трьох рівнях. Для заповнення цих світлових прорізів застосовуються окремі віконні елементи або модульні віконні панелі, що виготовляються зі сталі.

Несучий каркас віконних заповнень формується вертикальними імпостами. Ці імпости розташовуються з модульним кроком 1.5 м або 2.0 м та приварюються до закладних деталей, інтегрованих у панелі-перемички. До імпостів за допомогою болтових з'єднань кріпляться глухі рами, а також стулки з верхньою, нижньою або бічною підвіскою, що забезпечує функціональність вентиляції. Захисні козирки передбачаються виключно над відкритими стулками для запобігання проникненню опадів.

Сталеві віконні панелі, призначені для прорізів з кроком колон 6 м, мають стандартні габарити 6×1.2 м та 6×1.8 м. При загальній висоті світлового прорізу до 20 метрів ці панелі монтуються послідовно одна над одною та з'єднуються між

собою болтами М12. Для будівель зі значно більшою висотою, де зростають власні та вітрові навантаження, в конструктивну схему віконних прорізів додатково вводиться горизонтальний ригель з прокатних профілів. Цей ригель забезпечує необхідну жорсткість та стійкість віконних панелей до вигинальних моментів. Скління в глухих панелях фіксується безпосередньо до несучої рами за допомогою гумового профілю, що забезпечує герметичність, звукоізоляцію та компенсацію температурних розширень.

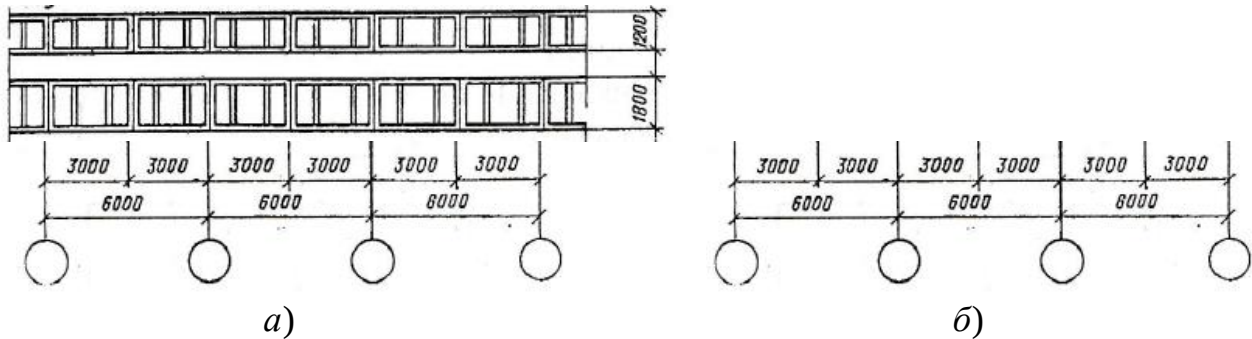


Рисунок 2 – Вікна: *а* – при висоті 1,2 м; *б* – при висоті 1,8 м.

5.10 Ворота

У проекті передбачено інтеграцію розпашних воріт, спеціально розроблених для забезпечення проїзду автомобільного транспорту з різними габаритами та вантажопідйомністю. Типові розміри цих воріт для автотранспорту становлять 3.6×4.2 метри, що візуалізовано на Рисунку 3.

Конструктивна схема воріт включає жорстку раму, що складається з горизонтального ригеля та двох вертикальних стійок. Ці стійки встановлюються безпосередньо на монолітний фундамент і надійно фіксуються до нього за допомогою попередньо встановлених анкерних болтів, забезпечуючи передачу всіх експлуатаційних навантажень на фундаментну основу та загальну просторову стабільність ворітної системи. Монтаж рами воріт здійснюється із зовнішнього боку фасаду будівлі. Для забезпечення безперешкодного проїзду безрейкового транспорту, зовнішній бік проїзної частини обладнується похилими бетонними з'їздами або пандусами. Це інженерне рішення мінімізує динамічні навантаження на підвіску транспортних засобів та забезпечує плавний доступ без необхідності використання додаткових рейкових систем.

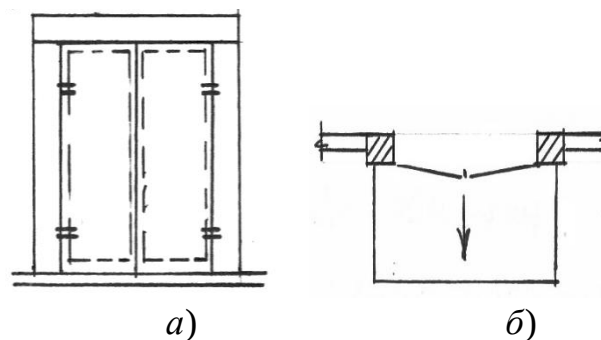


Рисунок 3 – Розпашні ворота: *а* – вид з торця; *б* – вид згори.

5.11 Покрівля та система водовідведення

Проектована покрівля є суміщеною невентильованою конструкцією, виконаною за рулонною технологією. Покрівельний килим складається з двох основних шарів руберойду, що укладаються на бітумній мастиці, та фінішного захисного шару з гравію, втопленого в бітумну мастику. На попередньо підготовлену та вирівняну поверхню залізобетонних плит покриття укладається пароізоляційний шар, що складається з одного шару руберойду, адгезійно закріпленого на бітумній основі.

У критичних зонах примикання покрівельного килима до вертикальних елементів (парапетів, стін тощо), передбачається посилення за рахунок влаштування трьох додаткових шарів руберойду. Ці додаткові шари укладаються з мінімальним нахлестом 100–150 мм, з вертикальним заведенням на стіну на висоту 250 мм. Механічне кріплення до стінових панелей здійснюється за допомогою дюбелів, які проходять через сталеву монтажну полосу розміром 40×4 мм та фартух з оцинкованої сталі. Фінальна герметизація стику забезпечується шляхом заповнення деформаційних швів спеціалізованою герметизуючою мастикою.

Система водовідведення запроектована як внутрішня та організована, що забезпечує ефективний збір та відведення атмосферних опадів. Водоприймальні лійки інтегруються у знижених зонах покрівлі або розжолобках, з максимальним кроком встановлення, що не перевищує 48 метрів. Позиціонування водоприймальних ліжок жорстко прив'язане до координаційних осей будівлі. Відстань між поздовжніми лійками становить 450 мм, а між поперечними – 500 мм, що оптимізує збір води та мінімізує її застій на покрівлі.

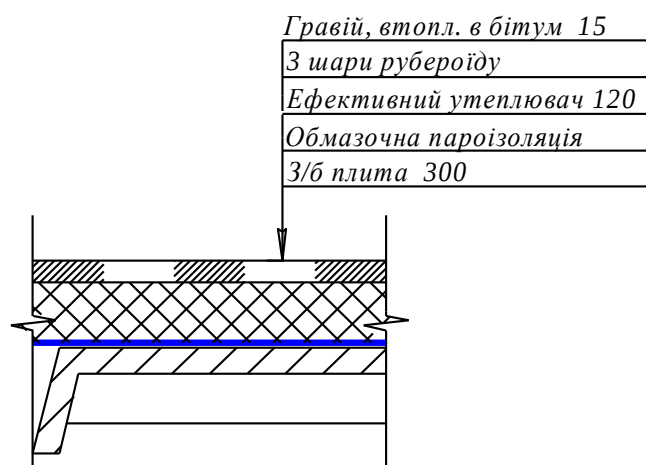


Рисунок 4 – Фрагмент покрівлі

5.12 Ліхтарі

У цьому проекті для забезпечення природної освітленості та вентиляції передбачено використання світлоаераційних ліхтарів подвійної конструкції з номінальною шириною 6 та 12 метрів. Світлопрозора частина цих ліхтарів має висоту скління 1750 мм. Управління стулками для аерації здійснюється за

допомогою електричних приводів, які забезпечують відкриття на заданий кут від вертикалі.

Ліхтарі розташовані паралельно поздовжній осі будівлі. З експлуатаційних міркувань та згідно з вимогами пожежної безпеки, максимальна довжина одного ліхтаря обмежена 84 метрами. У випадках, коли проєктна довжина перевищує це значення, ліхтарі влаштовуються з розривами, розмір яких є кратним або рівним кроку кроквяних конструкцій. Також передбачено відступ ліхтарів від торцевих стін на 6 метрів, що обумовлено конструктивними та експлуатаційними вимогами.

Для приміщень з прольотами 12 і 18 метрів застосовуються ліхтарі шириною 6 метрів. Для приміщень з більшими прольотами передбачається використання ліхтарів шириною 12 метрів, що забезпечує адекватний рівень інсоляції та повітрообміну. Несучий каркас ліхтаря складається з поперечних сталевих рам та поздовжніх елементів, до яких входять бортові плити, прогони для кріплення елементів світлових прорізів, елементи покриття та система просторових зв'язків, що забезпечує його жорсткість.

Покрівельне покриття ліхтаря виконується аналогічно основному покриттю будівлі, що означає використання тих самих матеріалів та технології влаштування покрівельного килима, забезпечуючи однорідність та надійність всієї покрівельної системи.

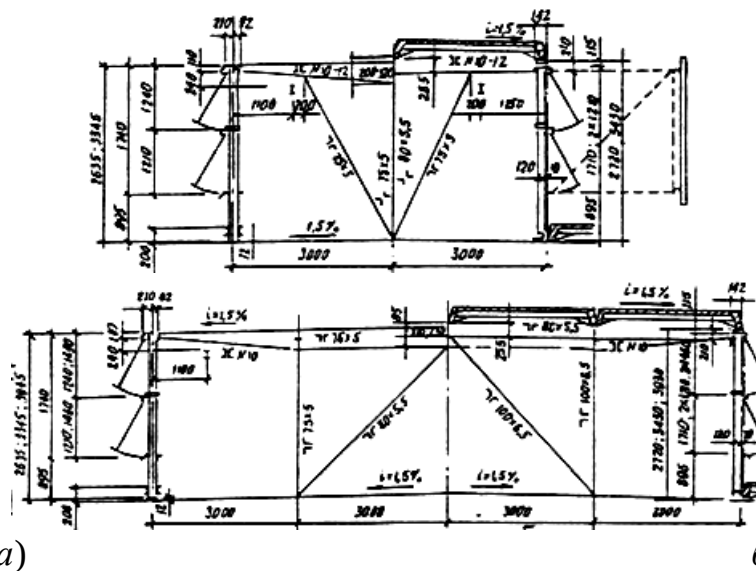


Рисунок 5 – Ліхтарі: а – при ширині 6 м; б – при ширині 12 м

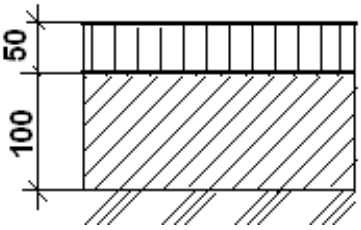
5.13 Підлоги

Вибір оптимального типу та конструктивного рішення для підлогових систем є критично важливим інженерним завданням. Це рішення базується на всебічному аналізі характеру експлуатаційних навантажень та специфіки виробничих процесів, що відбуватимуться на поверхні підлоги, а також на вимогах до її довговічності, експлуатаційної надійності та ремонтпридатності. Фундаментальні конструктивні елементи типової підлоги включають: фінішне покриття, підстильний шар (розподільний), прошарок, стяжку (вирівнюючий або несучий), гідроізоляційний шар (за необхідності) та основу (грунтову або плитну).

Проектування підлогових систем здійснюється з урахуванням функціонального призначення кожного конкретного приміщення та суворих вимог,

що висуваються до підлоги, які визначаються типом і інтенсивністю механічних, динамічних, хімічних, термічних та інших впливів. Деталізований конструктивний склад підлоги, специфікація застосовуваних матеріалів та їхня розрахункова товщина для кожного виду підлоги вичерпно представлені в експлікації підлог та відповідних архітектурно-будівельних кресленнях (див. таблицю 9).

Таблиця 9 – Експлікація підлог

Схема підлоги або, тип підлоги за серією	Дані елементів підлоги (назва, товщина, основа тощо), мм	Площа, м ²
	Асфальтобетон - 50 Бетонна підготовка - 100 Грунт ущільнений щебенем	3153

5.14 Опорядження будівлі

Зовнішнє опорядження будівлі передбачає комплекс робіт з фінальної обробки фасадних поверхонь, ключовим етапом якої є розшивка та герметизація швів між стіновими панелями. Панелі поставляються на будівельний майданчик з заводу-виробника, маючи вже інтегрований зовнішній фактурний шар з цементно-піщаного розчину товщиною 20 мм. Безпосередньо на об'єкті здійснюється фінальна герметизація та зачеканка вертикальних і горизонтальних швів із застосуванням цементного розчину. Ця технологічна операція є критично важливою для забезпечення водонепроникності, запобігання інфільтрації вологи, підвищення герметичності фасадної оболонки та, як наслідок, гарантування високої якості та тривалої експлуатаційної надійності опорядження.

Внутрішнє опорядження функціональних приміщень включає вапняне фарбування поверхонь стін, колон та стель. Цей процес реалізується з метою забезпечення естетичного вигляду внутрішнього простору, відповідності санітарно-гігієнічним вимогам та покращення світлотехнічних характеристик приміщень. Вапняна фарба обирається завдяки її високим адгезійним властивостям, паропроникності, що дозволяє стінам "дихати", та природним антибактеріальним властивостям, що сприяє підтриманню здорового мікроклімату.

6 Розрахунок природного освітлення

Глибина приміщення $B = 37$ м; висота приміщення $H = 25,8$ м; розряд роботи зору – IV; ліхтарі – подвійні; засклення – листове. Площа засклення $S = 1591,2$ м²

Інтер'єр: стеля – біла, стіни – зеленуваті, підлога – краснувато-коричнева.

Коефіцієнти відбиття: $\rho_{стелі} = 0,7$; $\rho_{стіни} = 0,5$; $\rho_{підлоги} = 0,3$.

1. Нормований коефіцієнт природного освітлення:

$$e^{IV} = e \cdot m \cdot c = 4 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 2,4 \%$$

де m – коефіцієнт світлового клімату;

c – коефіцієнт сонячності;

e – нормований коефіцієнт природного освітлення.

2. Площа засклення:

$$S_0 = \frac{S_n \cdot k_3 \cdot e_n \cdot \eta_0 \cdot \kappa_{зд}}{100 \cdot \tau_0 \cdot r_1} = 1095 \text{ м}^2$$

де $S_n = 8064 \text{ м}^2$ - площа підлоги;

$k_3 = 1,5$ - коефіцієнт запасу;

$\eta_0 = 14$ - світлова характеристика вікна;

$\tau_0 = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3 \cdot \tau_4 \cdot \tau_5 = 0,64$ - загальний коефіцієнт світлопропускання,

де $\tau_1 = 0,8$ - коефіцієнт світлопропускання матеріалу,

$\tau_2 = 0,8$ - коефіцієнт, що враховує втрату світла в переплетах світлопроєму,

$\tau_3 = 1$ - коефіцієнт, що враховує втрату світла в несучих конструкціях,

τ_4 - коефіцієнт, що враховує втрату світла в сонцезахисних пристроях,

τ_5 - коефіцієнт, що враховує втрату світла в захисній сітці під ліхтарями.

$\kappa_{зд} = 1$ - коефіцієнт, що враховує затінення вікон протилежними спорудами;

$r_1 = 1,1$ - коефіцієнт, що враховує підвищення к.п.о. при бічному освітленні за рахунок світла, що відбивається від поверхні приміщення і підстиляючого шару, що прилягає до будівлі.

Для визначення r_1 знаходять середній коефіцієнт відбиття:

$$\rho_{cp} = \frac{0,5\rho_1 S_1 + \rho_2 S_2 + \rho_3 S_3}{S_1 + S_2 + S_3} = 0,397;$$

де $\rho_1, \rho_2, \rho_3, S_1, S_2, S_3$ - відповідно коефіцієнти відбиття та площі поверхонь стелі, стін та підлоги

$S_{реал.} \geq S_0$. Площа засклення прийнята вірно.

7 Теплотехнічний розрахунок

Температура повітря найбільш холодної п'ятиднівки $t_H = -21^0$

Будівля відноситься до **II групи** за внутрішньою температурою і відносною вологістю повітря, $t_B = 16^0$, $\varphi \leq 49 \%$. Умови експлуатації: **Б**.

Необхідний опір теплопередачі огорожуючи конструкцій $R_0^{TP} = 0,42 \text{ м}^2 \cdot \text{K} / \text{Вт}$.

Попередньо приймемо панелі з шлакобетону: $\gamma = 1200 \text{ кг} / \text{м}^3$, $\delta = 300 \text{ мм}$, $R = 0,74 \text{ м}^2 \cdot \text{K} / \text{Вт}$, $\lambda = 0,46$

Опір теплопередачі огороження:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \sum R + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{8,7} + 0,65 + \frac{1}{23,2} = 0,81 \text{ м}^2 \cdot \text{K} / \text{Вт}$$

де $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{K}$ - коефіцієнт тепловіддачі у внутрішньої поверхні

огороження;

$\alpha_H = 23,2 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{К}$ - коефіцієнт теплопередачі у зовнішньої поверхні;

$\sum R = 0,65$ - сума термічних опорів окремих шарів огороження.

$$R_0 \geq R_{TP}.$$

Параметри прийнятої конструкції відповідають умовам експлуатації та розрахунковій температурі.

1. Розрахунок плити 3 х 6 м

1.1 Вихідні данні

Потрібно запроектиувати ребристу панель 3х6м для теплого без горищного покриття будівлі по двосхилій балці з постійним ухилом, прольотом 18м.

Клас бетону В35, бетон важкий ($\rho = 2500 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$)

$$R_{bt,ser} = 1.8 \text{ МПа} = 0.18 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$R_b = 15.5 \text{ МПа} = 1.55 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$R_{bt} = 1.1 \text{ МПа} = 0.11 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$E_b = 32500 \text{ МПа} = 3250 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Коефіцієнт умов роботи $\gamma_{b2}=0.9$

З врахуванням γ_{b2} розрахункові опори:

$$R_b \cdot \gamma_{b2} = 1.8 \cdot 0.9 = 1.62 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$R_{bt} \cdot \gamma_{b2} = 0.11 \cdot 0.9 = 0.099 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Напружувана арматура-стержнева термічно зміцнена класу Ат- IV.

$$R_{s,n} = 590 \text{ МПа} = 5.9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$R_s = 510 \text{ МПа} = 5.1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$E_s = 190000 \text{ МПа} = 19000 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Натяг арматури виконують на упори механічним методом. Спуск натягу арматури виконують при міцності бетону:

$$R_{bp} = 0.7 B = 0.7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа} = 2.1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > 11 \text{ МПа} > 50\% B$$

Напруження для стержневої арматури приймаємо:

$$\sigma_{sp} = 0.95 R_{s,ser} = 0.9 \cdot 5.9 = 53.1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \text{ (для механічного способу на тяжіння арматури)}$$

Ненапружувана стержнева арматура класу А- III, $R_s = 365 \text{ МПа} = 36.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ та дрютова

холоднотягнута періодичного профілю Вр-I діаметром 5мм, $R_s = 36 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$.

Поперечна арматура з арматурного дроту Вр-I діаметром 3мм, $R_{sw} = 27 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$.

Ребриста панель відноситься до III категорії вимог до тріщиностійкості конструкції.

$$\text{При Ат- IV} \begin{cases} [a_{crc1}] = 0.4 \text{ мм} \\ [a_{crc2}] = 0.3 \text{ мм} \end{cases}$$

Максимально допустимий прогин елементів покриття при прольотах

$$6 < l \leq 7.5 \Rightarrow [f] = 3 \text{ см}$$

Будівля будується в першому сніговому районі $S_n=0.8 \text{ кН/м}^2$, та відноситься до II класу надійності за призначенням $\gamma_n=0.95$.

1.2 Призначення розмірів плити

Номинальний розмір плити 3х6м. Конструктивний розмір: 2,98х5,97м. Товщина полиці $h'_f = 25\text{мм}$. Висота панелі $h \geq 1/20 = 6000 / 20 = 300\text{мм}$.

Приймаємо $h=300\text{мм}$. Попередньо призначаємо ширину середніх поперечних ребер: знизу-50мм, зверху-100мм. Висота середніх поперечних ребер-150мм. Висота торцевих поперечних ребер - 200 мм.

Ширина прокольних ребер: знизу-75мм, зверху-105мм. Приведена ширина повздовжнього ребра - 80мм, а двох-160мм.

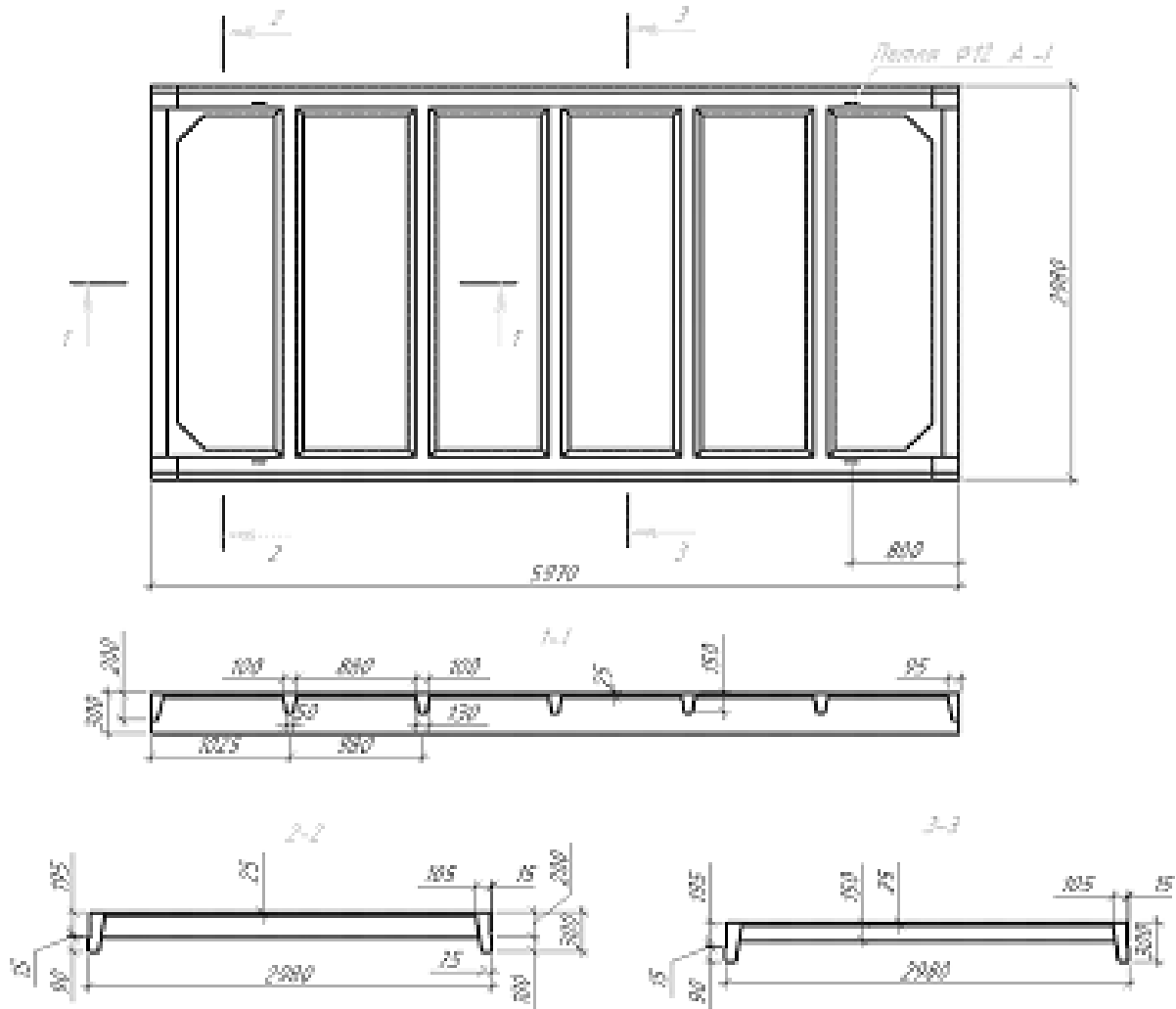


Рис. 1. Опалубочне креслення ребристої панелі 3х6 м

Табл. №1.1

Таблиця навантажень			
Вид навантаження	Характеристичне кН/м ²	Коеф надійності за навантаженням γ_f	Граничне кН/м ²
Постійне			
трюхшаровий рубероїдний килим на мастиці	0,15	1,2	0,18
цементна стяжка 2см 0,02 * 20	0,4	1,3	0,52

утеплювач - пінобетонні плити 12 см	0,6	1,2	0,72
пароізоляція-два шари пергаменту на мастиці	0,1	1,2	0,12
ребриста панель з приведеною товщиною 5,3см	1,33	1,1	1,46
Σ	2,58		3
Змінне			
Тимчасове від снігу довготривале (30%)	0,24	1,04	0,25
Короткочасне від снігу	0,56	1,04	0,58
Від пилу	0,2	1,2	0,24
$P_n =$	3,58	$P =$	4,07

1.3 Розрахунок полиці

Розрахункове навантаження на 1м² полиці:

- Постійне:

$$\text{Від ваги покриття: } g_1 = 0,18 + 0,52 + 0,72 + 0,12 = 1,54 \frac{\kappa H}{m^2}$$

$$\text{Від ваги полиці панелі товщиною 2,5см}(\rho=25H/m^3): g_2 = \delta \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,025 \cdot 25 \cdot 1,1 = 0,69 \frac{\kappa H}{m^2}$$

$$\text{Снігове навантаження та пилове: } S = 0,25 + 0,58 + 0,24 = 1,07 \frac{\kappa H}{m^2}$$

- Повне:

$$P_1 = g_1 + g_2 + S = 1,54 + 0,69 + 1,07 = 3,3 \kappa H / m^2$$

В розрахунку згинального моменту в полиці, розглядаємо її як багатопролітну нерозрізну балку та враховуємо перерозподіл зусиль, викликаний пластичними деформаціями. Крім того, враховуємо коефіцієнт надійності $\gamma_n=0.95$ згідно з призначенням будівлі:

$$M = \frac{P_1 \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n}{11} = \frac{3,3 \cdot 0,88^2 \cdot 0,95}{11} = 0,221 \kappa H m = 22,1 \kappa H \cdot cm$$

l_0 – відстань між поперечними ребрами в просвіті.

Корисна товщина полки плити:

$$h_0 = h - a = \frac{h_f}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25 cm$$

Знаходимо α_m при $b=100cm$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{22,1}{1,95 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 1,25^2} = 0,091 \Rightarrow \zeta = 0,950$$

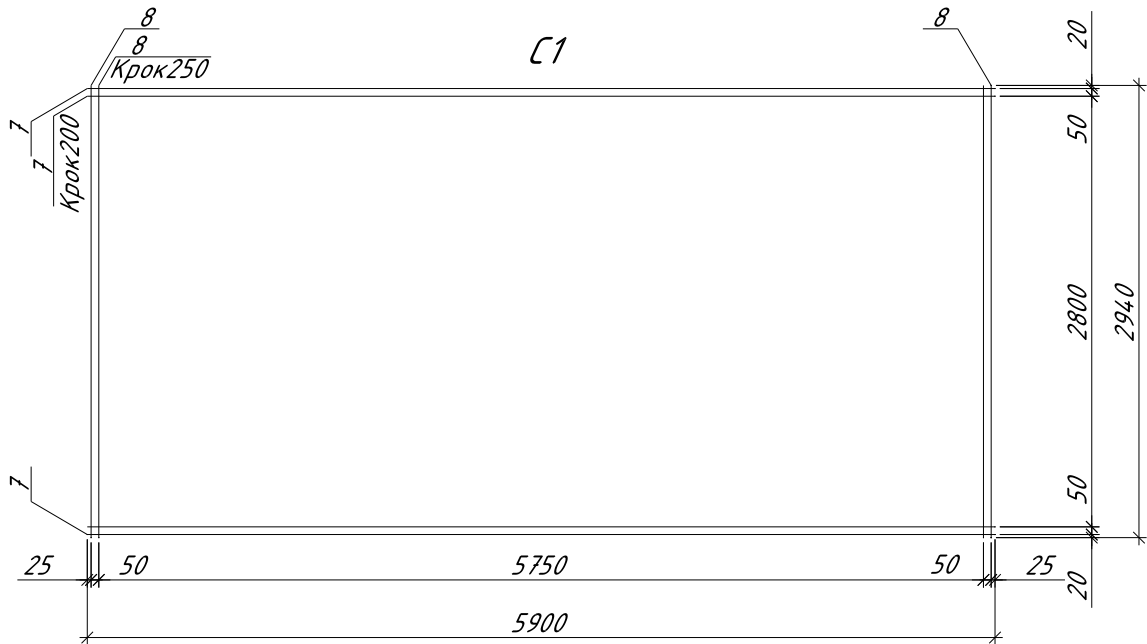
Площа перерізу арматури Вр-I на полюсу 1м:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{22,1}{36 \cdot 0,950 \cdot 1,25} = 0,5 cm^2$$

Приймаємо сітку **C1**(рис. 2):

$$\frac{4Bp - I - (x200) + 100}{4Bp - I - (x250) + 100} \cdot 2940 \cdot 5900 \cdot \frac{C1}{20} \quad [2, \text{додаток 6}]$$

З площею перерізу поздовжньої арматури на 1 м при кроці стержнів 200 мм $A_s = 4 \cdot 0,126 = 0,504$ см², де 0,126 - площа перетину стержня діаметром 4 мм.



1.4 Розрахунок поперечних ребер

Ребра запроектовані з кроком $l_1=98$ см і розраховуються як балки таврового перерізу з защемленою опорою.

Постійне навантаження з урахуванням ваги 1м ребра:

$$g = (g_1 + g_2)l_1 + g_3\gamma_f = (1,54 + 0,69) \cdot 0,98 + \left(\frac{0,1 + 0,05}{2}\right)(0,15 - 0,025) \cdot 25 \cdot 1,1 = 2,45 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Снігове навантаження та від пилу: $S = 1,04 \cdot 0,98 = 1,02 \text{ кН} / \text{м}^2$

Повне навантаження: $p_2 = g + S + d = 2,45 + 1,02 + 0,24 = 3,71 \text{ кН} / \text{м}^2$

Згинальні моменти у прольоті та на опорі:

$$M = \frac{p_2 l_0^2 \gamma_n}{16} = \frac{3,71 \cdot 2,9^2 \cdot 0,95}{16} = 1,85 \text{ кН} \cdot \text{м} = 185 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$l_0 = 2980 - \frac{80}{2} - \frac{80}{2} = 2900 \text{ мм}$$

Поперечна сила:

$$Q = \frac{p_2 l_0 \gamma_n}{2} = \frac{3,71 \cdot 2,9 \cdot 0,95}{2} = 5,11 \text{ кН}$$

Корисна висота ребра $h_0 = h - a = 15 - 2,5 = 12,5$ см. Розрахунковий переріз поперечного ребра-тавровий з полицею в стиснутій зоні:

$$b'_f = 98 \text{ см} < b_p + 2(l/6) = 10 + 2(290/6) = 106,7 \text{ см}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b \cdot h_0^2} = \frac{185}{1.95 \cdot 0.9 \cdot 98 \cdot 12,5^2} = 0,008$$

$$\eta = 0,995$$

$$\xi = 0,01$$

уточняєм:

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,01 \cdot 12,5 = 0,13 \text{ см} < h'_f = 2,5 \text{ см}$$

Нейтральна вісь проходить в межах полиці. Потрібна площа перерізу арматури (робочої) А- III:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{185}{36,5 \cdot 0,995 \cdot 12,5} = 0,41 \text{ см}^2$$

Приймаємо 1 стержень діаметром 8 А- III, $A_s = 0,503 \text{ см}^2$.

Так як опорні та прольотні моменти рівні, то верхній стержень КР2 приймаємо як і нижній:

1 стержень **Ø 8 А- III**, $A_s = 0,503 \text{ см}^2$.

Перевіримо несучу здатність перерізу ребра на поперечну силу з умови роботи бетону на розтяг:

$$0,6 R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,11 \cdot 0,9 \cdot \frac{5+10}{2} \cdot 12,5 = 6,19 \text{ кН} > Q = 5,11 \text{ кН}$$

Отже розрахунок поперечної арматури не потрібен. Встановлюємо конструктивно поперечні стержні **Ø 3 Вр-I** з кроком 150 мм.

1.5 Розрахунок повздовжніх ребер

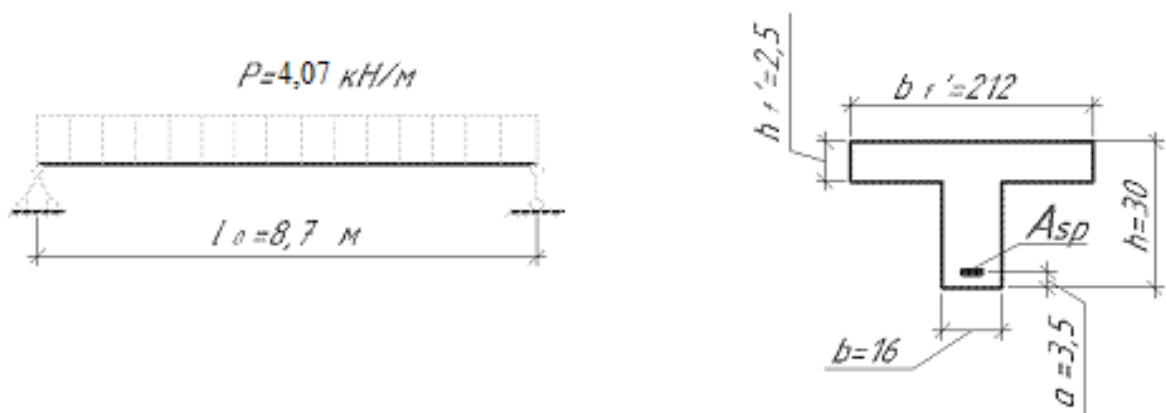
Розрахунковий проліт панелі при ширині опори 10 см.

$$l_0 = l - 2 \frac{10}{2} = 5,87 \text{ м}$$

Повне розрахункове навантаження (див. табл 1): $p = 4,07 \text{ кН/м}^2$

Приведена ширина двох повздовжніх ребер $b = 16 \text{ см}$.

$$\text{Розрахункова ширина полиці таврового перерізу: } b'_f = \frac{l_0}{6} \cdot 2 + b = \frac{5,87}{6} \cdot 2 + 16 = 21,2 \text{ см}$$



Максимальний згинальний момент:

$$M = \frac{p \cdot l_0^2 \cdot b_n \gamma_n}{8} = \frac{4,07 \cdot 5,87^2 \cdot 3 \cdot 0,95}{8} = 49,96 \text{ кН} \cdot \text{м} = 4996 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

b_n -номінальна ширина панелі.

Робоча висота ребра: $h_0 = h - a = 30 - 3,5 = 26,5 \text{ см}$

Розраховуємо випадок таврового перерізу:

$$M \leq R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f)$$

$$M = 4996 \text{ кН} \cdot \text{см} < 1,55 \cdot 0,9 \cdot 212 \cdot 2,5(26,5 - 0,5 \cdot 2,5) = 20742 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Отже умова забезпечується.

Нейтральна лінія проходить в межах полиці, тобто $x < h'_f$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{5400}{1,55 \cdot 0,9 \cdot 212 \cdot 26,5^2} = 0,022$$

$$\xi = 0,023; \gamma_{s6} = 1,2$$

Необхідна площа перерізу арматурою арматури класу Ат-IV ($=51 \text{ кН/см}^2$) при $\gamma_{s6} = \eta = 1,2$:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = \frac{0,023 \cdot 212 \cdot 26,5 \cdot 1,55 \cdot 0,9}{1,2 \cdot 51} = 3,27 \text{ см}^2$$

Приймаємо **2 Ø 16 Ат-IV**, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ і розміщуємо по одному стержню в кожному ребрі.

$$\text{Коефіцієнт армування: } \mu = \frac{A_{sp}}{b \cdot h_0} = \frac{4,02}{16 \cdot 26,5} = 0,0095$$

$$\text{Процент армування: } \mu\% = \mu \cdot 100 = 0,95\% > 0,05\%$$

Розрахунок міцності по перерізам, нахиленим до повздовжньої вісі.

Поперечна сила в опорних перерізах повздовжніх ребер:

$$Q = 0,5 \cdot b_n \cdot p \cdot l_0 \cdot \gamma_n = 0,5 \cdot 3 \cdot 4,07 \cdot 5,87 \cdot 0,95 = 34,04 \text{ кН}$$

Вплив зв'язів стиснутої полиці:

$$\varphi_f = \frac{0,75(3h'_f)h'_f}{b \cdot h_0} = \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 2,5 \cdot 2,5}{16 \cdot 26,5} = 0,03 < 0,5$$

$$B = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f) R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 = 2(1 + 0,03) \cdot 0,11 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 26,5^2 = 2546,1 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

В розрахунковому нахиленому перерізі:

$$Q_b = Q_{sw} = Q/2, \text{ тоді } c = \frac{B}{0,5 \cdot Q} = \frac{2546,1}{0,5 \cdot 34,04} = 149,6 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 26,5 = 53 \text{ см}$$

Приймаємо $c=53 \text{ см}$, тоді

$$Q_b = \frac{B}{c} = \frac{2546,1}{53} = 48,04 \text{ кН} > Q = 34,04 \text{ кН},$$

тобто поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

При $h \leq 450 \text{ мм}$ на при опорних ділянках повздовжніх ребер, рівних $1/4$ прольоту, поперечні стержні встановлюємо конструктивно Ø 3 Вр-I з кроком $s_1 = h/2 = 30/2 = 15 \text{ см}$. ($s_1 \leq 15 \text{ см}$). На іншій частині

$$\text{прольоту: } s_2 = \frac{3}{4}h = \frac{3}{4}30 = 22,5 \text{ см}.$$

Приймаємо $s_1=15 \text{ см}$, $s_2=20 \text{ см}$. (де s_1 та s_2 приймаються кратні 5 см в бік зменшення)

Поперечні стержні з'єднуємо у каркас **КР1** спеціальними монтажними повздовжніми стержнями **2Ø8 А- III**.

1.6 Розрахунок панелі на утворення тріщин

Геометричні характеристики приведенного перерізу:

$$\text{Коефіцієнт приведення для напружуваної арматури } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19000}{2900} = 6,55$$

$$\sigma_{\text{los1}} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 = 1,59 + 8,13 + 5,43 + 0,19 = 15,34 \text{ km/s}$$

Другі втрати:

-від усадки бетону В30: $\sigma_b = 35 \text{ МПа} = 3,5 \text{ кН} / \text{см}^2$

-від повзучості бетону:

$$p_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{loS1}) = 3,08(53,1 - 15,34) = 116,3 \text{ кН}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{p_1}{A_{red}} = \frac{116,3}{990} = 0,12 \text{ кН} / \text{см}^2 \text{ при}$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,12}{2,1} = 0,05 < 0,75$$

$$\sigma_6 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,05 = 6,37 \text{ МПа} = 0,64 \text{ кН} / \text{см}^2$$

де $\alpha = 0,85$ – для бетону, підданому теплові обробці при атмосферному тиску

Другі втрати дорівнюють:

$$\sigma_{loS2} = \sigma_5 + \sigma_6 = 3,5 + 0,64 = 4,14 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Повні втрати:

$$\sigma_{loS} = \sigma_{loS1} + \sigma_{loS2} = 15,91 + 4,14 = 19,48 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Сила обтиску при:

$$P = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{loS}) = 3,08(53,1 - 19,48) = 103,5 \text{ кН}$$

Момент опору перерізу відносно нижніх волокон:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{88822}{21,6} = 4112 \text{ см}^3$$

Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони до центра ваги зведеного перерізу:

$$r_y = 0,85 \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{4112}{990} = 3,5 \text{ см}$$

Пружнопластичний момент опору перерізу з полицею в стиснутій зоні:

$$W_{pl} = 1,75 \cdot W_{red} = 1,75 \cdot 4112 = 7196 \text{ см}^3$$

Згинаючий момент при утворенні тріщини:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp} = 0,18 \cdot 7196 + 2235,6 = 3531 \text{ кН} \cdot \text{м} = 35,31 \text{ кН} \cdot \text{см} :$$

$$M_{rp} = p(e_{op} + r_y) = 103,5(18,1 + 3,5) = 2235,6 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Момент від повного нормативного навантаження:

$$M_n = \frac{p_n \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n \cdot b_n}{8} = \frac{3,58 \cdot 5,87^2 \cdot 0,95 \cdot 3}{8} = 43,95 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$M_{crc} = 35,31 \text{ кНм} < M_n = 43,9 \text{ кНм}$ – тому в нижній частині панелі тріщини виникають, і виконується розрахунок на розкриття тріщин від тривалого нормативного навантаження.

$$P_{ln} = 2,58 + 0,3 = 2,88 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$M_{ln} = \frac{P_{ln} l_0^2 b_n}{8} = \frac{2,88 \cdot 5,87^2 \cdot 3 \cdot 0,95}{8} = 35,35 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Приріст напруг в розтягнутій арматурі від дії повного навантаження:

$$\sigma_{s1} = \frac{M_n - P(z_1 - e_{sw})}{W_s},$$

$$\text{де } z_1 = h_0 - 0,5h_f' = 26,5 - 0,5 \cdot 2,5 = 25,25 \text{ см}$$

$$W_s = A_{sp} \cdot z_1$$

$$e_{sw} = 0$$

Від дії тривалого навантаження:

$$\sigma_s = \frac{M_{ln} - P \cdot z_1}{W_s}$$

Потім визначається ширина розкриття тріщин від короткочасної дії повного навантаження:

$$a_{crc1} = 0,4$$

$$a_{crc2} = 0,3$$

Ширина розкриття тріщин від постійної і тимчасової тривалого навантаження:

$$a_{crc3} = 20(3,5 - 100\mu)\delta \cdot \eta \cdot \varphi_l \frac{\sigma_s}{E_s} \sqrt[3]{d} = 0,2 \text{ мм}$$

$$\varphi_l = 1,5$$

$$\text{де } \delta = \eta = 1.$$

Нетривала ширина розкриття тріщин:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,4 - 0,3 + 0,2 = 0,3 \text{ мм}$$

Довготривала ширина розкриття тріщин:

$$a_{crc} = a_{crc3} = 0,3 \text{ мм}$$

1.7 Розрахунок панелі за прогином

$$M_{ln} = 3535 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$P = N_{tot} = 103,5 \text{ кН}$$

$$z_1 = 25,25 \text{ см}$$

$$R_{bt,ser} = 0,18 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$E_b = 3250 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$E_s = 19000 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$l_0 = 587 \text{ см}$$

$$M_{rp} = 2235,6 \text{ кНсм}$$

$$\gamma_{SP} = 1$$

$$W_{pl} = 7196 \text{ см}^3$$

$$e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot}} = \frac{3535}{103,5} = 34,15 \text{ см}$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{0,18 \cdot 7196}{3535 - 2235,6} = 1,01 \geq 1$$

Так як $\varphi_m \geq 1$, прийmemo $\varphi_m = 1$

$e_{s,tot}$ - ексцентриситет сили N_{tot} відносно центру ваги площі перерізу арматури S.

Коефіцієнт, що характеризує нерівномірність деформацій розтягнутої зони на ділянці між тріщинами:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m)e_{s,tot} / h_0} = 1,25 - 0,8 \cdot 1 - \frac{1 - 1^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 1) \cdot 34,15 / 26,5} = 0,48 \leq 1$$

Де φ_{ls} -коэф., що враховує вплив довготривалого навантаження та рівний 0,8 при довготривалій дії навантаження.

Кривизна вісі при згині:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{\lambda_b E_b A_b} \right] - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_0 E_s A_{sp}} =$$

$$= \frac{3535}{26,5 \cdot 25,25} \left[\frac{0,48}{19000 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 3250 \cdot 530} \right] - \frac{103,5 \cdot 0,48}{26,5 \cdot 19000 \cdot 3,08} = 3,24 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{см}}$$

$$\text{де } h_0 = 26,5 \text{ см}; E_b = 32500 \text{ МПа} = 3250 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}; E_s = 190000 \text{ МПа} = 19000 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$A_b = b_f' h_f' = 212 \cdot 2,5 = 530 \text{ см}^2$$

Прогин панелі без впливу прогину від повзучості бетону внаслідок обтиску, що зменшує прогин:

$$f = \frac{5}{48} l_0^2 \left(\frac{1}{r} \right) = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot (-0,000324) = 1,2 \text{ см} < [f] = 3 \text{ см} \quad [3, \text{ п.4.36, с68}]$$

Це означає, що деформативність плити задовольняє вимогам ДБН.

1.8 Перевірка панелі на монтажні навантаження

Панель має 4 монтажні петлі, виготовлені зі сталі А-III. Ці петлі встановлюються у продольних ребрах панелі на відстані 0,8 метра від торця. Під час перевезення панелі також використовуються підкладки, розміщені на такій самій відстані $l_0 = 0,8$ метра. З урахуванням коефіцієнта динамічності $\gamma_1 = 1,5$, ми розраховуємо навантаження, спричинене власною вагою панелі:

$$g = 1,46 \gamma_1 \cdot b_k = 1,46 \cdot 1,5 \cdot 2,98 = 6,53 \text{ кН / см}^2$$

b_k - конструктивна ширина панелі

Від'ємний згинальний момент консольної частини панелі:

$$M = \frac{g \cdot l_0^2}{2} = \frac{6,53 \cdot 0,8^2}{2} = 2,09 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Цей момент сприймається повздовжньою монтажною арматурою каркасів – 2 Ø8А- III. При $z_1 = 0,9 h_0$ потрібна площа перерізу вказаної арматури:

$$A_s = \frac{M}{z_1 \cdot R_s} = \frac{2090}{0,9 \cdot 26,5 \cdot 365} = 0,24 \text{ см}^2 \text{ значно менше прийнятої конструктивно } 2 \text{ Ø8А- III,}$$

$$A_s = 1,01 \text{ см}^2.$$

Розрахунок підйомних петель:

При підйомі панелі вага її може бути передана на 2 петлі, тоді зусилля на одну петлю:

$$N = \frac{g \cdot l_k}{2} = \frac{6,53 \cdot 5,97}{2} = 19,49 \text{ кН}$$

l_k - конструктивна довжина панелі

Площа перерізу арматури петлі:

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{19490}{365 \cdot (100)} = 0,53 \text{ см}^2$$

Приймаємо стержні **Ø9 А- III** з $A_s = 0,636 \text{ см}^2$

1.9 Конструювання панелі

При розрахунку полки підібрана сітка:

$$\frac{4Bp - I - (x200) + 100}{4Bp - I - (x250) + 100} \cdot 2940 \cdot 5900 \frac{C1}{20}$$

У середніх поперечних ребрах панелі використовується робоча і монтажна арматура діаметром Ø10 зі сталі А-ІІІ. Поперечні стержні мають діаметр Ø3 мм і розташовані з кроком 150 мм. Ці стержні з'єднані в плоский каркас Кр2. Крайні поперечні ребра не підлягають розрахунку. Робочу, монтажну і поперечну арматуру розраховуємо аналогічно середнім поперечним ребрам (каркас Кр3).

Для забезпечення міцності продольних ребер, нахилених до продольної осі, поперечні стержні мають діаметр Ø3 мм і розташовані з кроком 15 см на опорних ділянках S1 і з кроком 20 см в середній частині прольоту S2=20см. Монтажні продольні стержні мають діаметр Ø8 мм і виконані зі сталі А-ІІІ. Ці стержні об'єднані в каркас Кр1.

Для забезпечення міцності опорних вузлів панелі використовуються сітки С2 (4 шт). Поперечна арматура кожної сітки розрахована на певні зусилля $Q = 0,2 A_{sp} R_s = 0,2 \cdot 3,08 \cdot 36,5 = 22,4 \text{ кН}$.

ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА УЛАШТУВАННЯ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ФУНДАМЕНТІВ

Додаткові вихідні дані:

№ вар.	A, м	m, м	l, м	n	Розміри сходин у плані			h, м	g _a , кг	l _{nom} , км	t _{сх.} , год.	Шляхи
					B, м	C, м	D, м					
2	-	-	-	-	-	-	-	0,8	48	12	1,7	грунт

1.Проектування фундаментів

При проектуванні фундаментів будівлі ключовим аспектом є врахування деформаційних (температурних) швів. Це дозволяє розділити промислову каркасну будівлю на окремі стандартизовані секції, кожна з яких має довжину, що не перевищує 60 або 72 метри. Такий підхід забезпечує компенсацію температурних розширень та усадок, запобігаючи виникненню надмірних напружень у конструкції.

Для визначення геометричних розмірів фундаментів використовується інформація з додатку 7.3, де представлені дані щодо розмірів баз залізобетонних колон. З метою спрощення розрахунків, у даній роботі приймається припущення, що всі колони будівлі мають ідентичні розміри, які відповідають параметрам першого каркасу. Висота підколонника (h) та питома вага арматури (g_a) приймаються з додаткових вихідних даних, що не були надані.

На підставі вихідних даних – висоти оголовка колони (H₁) 13.2 м, кроку колон (a₁) 12 м та вантажопідйомності мостового крану (Q₁) 10 тонн (згідно з додатком 7.3) – для будівлі обрано наступні типи колон:

- 52 крайні колони типу 4K132-7 з розміром бази 900×400 мм.
- 45 середніх колон типу 8K132-25 з розміром бази 900×400 мм.

Для визначення розмірів фундаментів також залучається Таблиця 3. Згідно з цією таблицею, для крайніх та середніх фундаментів прийняті розміри фундаменту типу Ф-1:

- 1-й рівень: 3.0×1.8×0.45 м (висота h).
- 2-й рівень: 2.1×1.8×0.45 м (висота h).
- Розмір підколонника: 1.5×1.2×0.8 м (висота h).
- Глибина стакану: 0.9 м (як показано на рис. 1).

Зазначені розміри фундаментів забезпечують необхідну площу опори та жорсткість для передачі навантажень від колон на ґрунтову основу.

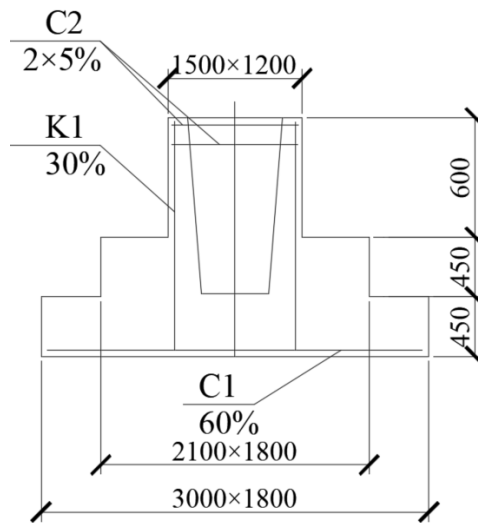


Рис. 1 Схема фундаменту.

1. Визначення обсягів робіт

1. Площа щитів опалубки на Ф-1.

$$F_1 = 3 \times 0,45 = 1,35 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_2 = 2,1 \times 0,45 = 0,945 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_3 = 1,8 \times 0,45 = 0,81 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

$$F_4 = 1,5 \times 0,8 = 1,2 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_5 = 1,2 \times 0,8 = 0,96 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_6 = 2,8 \text{ м}^2 \text{ (гніздоформувавч) Кільк. 1 шт.}$$

2. Загальна площа щитів.

Щитів площею до 1 м²

$$F_{on} = ((0,945 + 0,96) \times 2 + 0,81 \times 4) \times 97 = 7,05 \times 97 = 683,85 \text{ м}^2$$

Щитів площею від 1 м² до 2 м²

$$F_{on} = (1,35 + 1,2) \times 2 \times 97 = 5,1 \times 97 = 494,7 \text{ м}^2$$

Щитів площею більше 2 м²

$$F_{on} = 2,8 \times 97 = 271,6 \text{ м}^2$$

3. Об'єм бетону Ф-1

$$V = (3 \times 1,8 \times 0,45 + 2,1 \times 1,8 \times 0,45 + 1,5 \times 1,2 \times 0,8 - (1 + 1,05)/2 \times (0,5 + 0,55)/2 \times 0,9) \times 97 = 5,09 \times 97 = 493,73 \text{ м}^3$$

4. Маса арматури.

$$m = 5,09 \times 48 = 244,32 \text{ кг}$$

Маса сіток (каркасу).

$$m_{C1} = 244,32 \times 0,6 = 146,59 \text{ кг Приймаємо 1 сітку 147 кг}$$

$$m_{C2} = \frac{244,32 \times 0,1}{2} = 12,22 \text{ кг Приймаємо 2 сітки по 13 кг}$$

$$m_{K1} = 244,32 \times 0,3 = 73,3 \text{ кг Приймаємо 1 сітку 74 кг}$$

Загальна кількість сіток та каркасів.

C₁ - 97 шт., C₂ - 194 шт., K₁ - 97 шт.

5. Площа підмосток.

$$F_{nid.} = 0,7 \times 1 \times 2 \times 97 = 1,4 \times 97 = 135,8 \text{ м}^2$$

0,7×1 – розміри підмосток, м

6. Догляд за бетоном.

7.1 Площа поверхонь, що укривають рогожею.

$$F_{вкр.} = 3 \times 1,8 \times 97 = 5,4 \times 97 = 523,8 \text{ м}^2$$

7.2 Площа поверхонь, що поливають водою.

$$F_{пол.} = 5,4 \times 12 \times 97 = 64,8 \times 97 = 6285,6 \text{ м}^2$$

12 - кількість поливів, разів.

7. Ізоляційні роботи.

8.1 Площа горизонтальних поверхонь, що ізолюють.

$$F_{из.г.} = (5,4 - 1,5 \times 1,2) \times 97 = 3,6 \times 97 = 349,2 \text{ м}^2$$

8.2 Площа вертикальних поверхонь, що ізолюють.

$$F_{из.в.} = ((0,945 + 0,96 + 1,2 + 1,35) \times 2 + 0,81 \times 4) \times 97 = 12,15 \times 97 = 1178,55 \text{ м}^2$$

8. За отриманими розрахунками складаємо відомість обсягів робіт (табл.1).

9. Виконують маркувальну схему ступінчастого фундаменту (рис. 3).

10. Основні елементи комплекту опалубки стовбчастого фундаменту, включаючи раму опалубки, дерев'яні дошки, металеві балки, кріпильні елементи, вертикальні стійки та гори, вносяться до специфікації елементів опалубки стовбчастого фундаменту, яка наведена у таблиці 2.

Табл.1

Відомість об'ємів робіт.

№ п/п	Назва процесів (операцій)	Одиниця виміру	Об'єм робіт на один елемент	Кількість фундаментів.	Загальний об'єм робіт
1	2	3	4	5	6
1	Встановлення краном арматурних сіток в горизонтальному положенні масою до 0,3 т	$\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$	$\frac{1}{0,147}$	97	$\frac{97}{13,395}$
2	Встановлення вручну арматурних каркасів в вертикальному положенні масою до 100 кг	$\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$	$\frac{1}{0,074}$	97	$\frac{97}{6,745}$
3	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	$\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$	$\frac{2}{0,026}$	97	$\frac{194}{2,28}$
4	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S від 1 м ² до 2 м ² S більш 2 м ²	 м ² м ² м ²	 7,05 5,1 2,8	 97 97 97	 683,85 494,7 271,6
5	Збірка, переставляння підмостків.	м ²	1,4	97	135,8
6	Бетонні роботи	м ³	5,09	97	523,8
7	Укривання поверхонь рогожею	м ²	5,4	97	598,5
8	Поливання поверхні водою	м ²	64,8	97	6285,6

9	Фарбувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	м ² м ²	3,6 12,15	97 97	349,2 1178,55
---	---	----------------------------------	--------------	----------	------------------

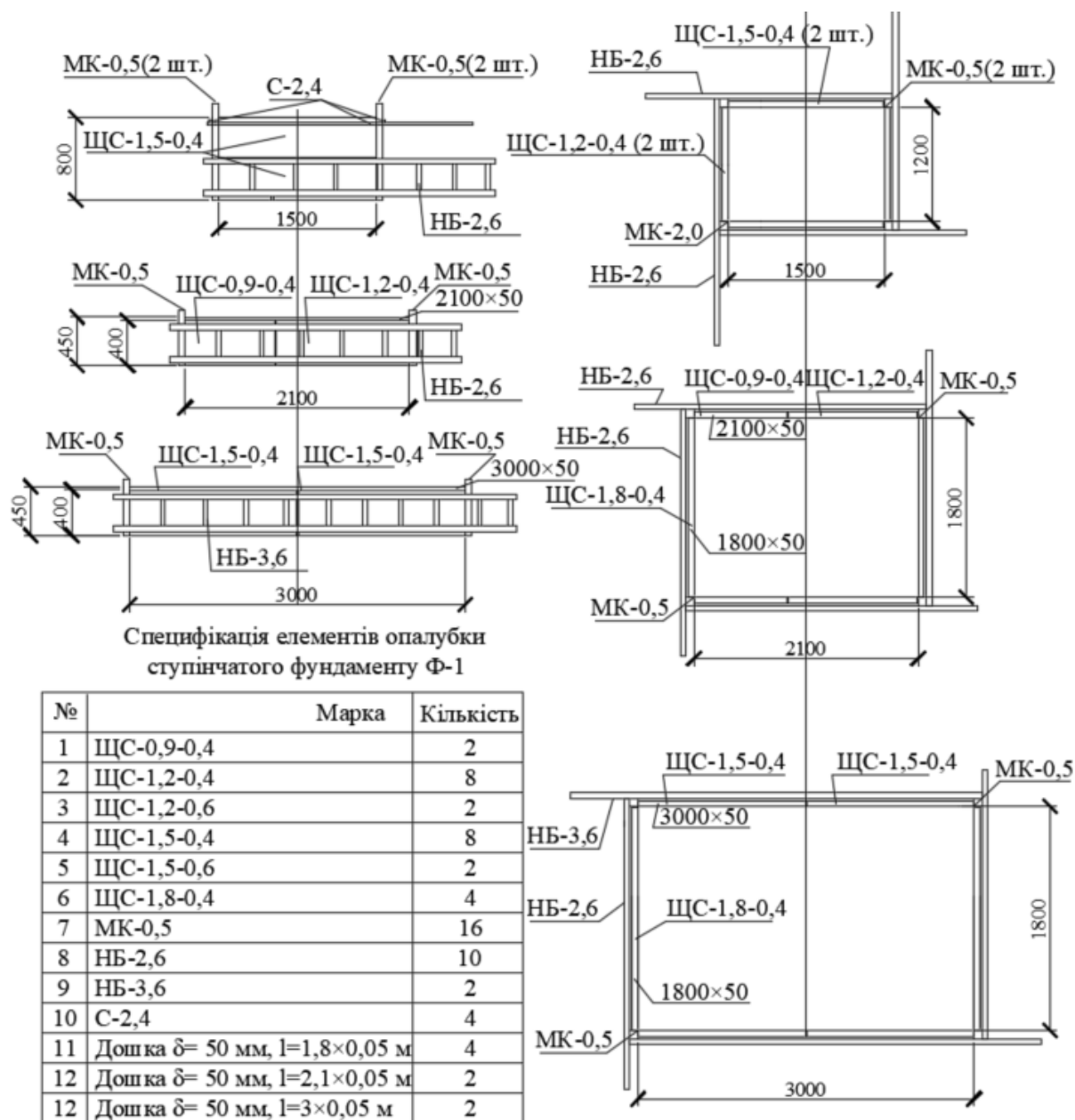


Рис. 3 Маркувальна схема ступінчастого фундаменту зі специфікацією елементів опалубки

3 Вибір методів виконання робіт та засобів механізації

- Змінний виробіток бригади бетонників на укладання бетонної суміші.
 $B_{ном} = a/H_q = 1/0,33 = 3,03 \text{ м}^3/\text{год.}$
де a – одиниця виміру роботи [1];
 H_q – норма часу роботи [1].
- Необхідна інтенсивність подачі бетонної суміші ведучим механізмом.

$$I_{nom} = B_{nom} \cdot k_n / k_q = 3.03 \cdot 1.2 / 0.9 = 4.04 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де k_n - коефіцієнт нерівномірності подачі і укладання суміші. Приймається в межах 1,1...1,3.

k_e - коефіцієнт використання машин за часом, приймається 0,9.

3. Проведення бетонних робіт приймаємо за схемою кран-баддя. Для подавання бетону приймаємо неповоротну баддю місткістю 0,8 м³, маса бадді з бетоном складає 2,45 т, розрахункова висота 1,31 м.

4. Висота підймання гаку

$$H_{nom} = h_m + h_z + h_e + h_c = 1.7 + 1 + 1.31 + 1.85 = 5.86 \text{ м}$$

де h_m – висота монтажного горизонту від рівня стоянки крана (для фундаментів опорна плоскість яких розташована нижче рівня стоянки крана $h_m = 0$ м);

h_z – монтажний запас або підвищення нижньої площини підйомного елемента над монтажним горизонтом (0,7-1,0м);

h_e – висота монтажного елемента, приймають за даними (табл. 1);

h_c – конструктивна висота вантажозахватних пристроїв (стропів, зачепів, траверс).

5. Виліт стріли

$$l_g = B/2 + 1.5 = 3/2 + 1.5 = 3 \text{ м}$$

де B – ширина фундаменту, м;

1,5 – розмір робочої зони, м.

6. Вантажопідйомність гаку

$$g = 2.45 + 0.064 = 2.514 \text{ т}$$

7. Довжина стріли

$$L_c = \sqrt{(l_b - l_{ш}) + (H_{пот} - h_{ш} + h_n)^2} = \sqrt{(3 - 1.5)^2 + (5.86 - 1.5 + 1.5)^2} = 6.05 \text{ м}$$

де $h_{ш}$ – відстань по вертикалі від рівня стоянки крана (РСК) до нижнього шарніра стріли крана (для більшості кранів знаходиться у діапазоні 1...2 м, за першим наближенням можна прийняти 1,5 м;

h_n - висота поліспада у стягнутому стані, приймати у першому наближенні 1,5...2 м.

8. За ведучу машину приймаємо автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м [3].

9. Для доставки бетонної суміші на об'єкт приймаємо АБЗ марки СБ-69 з об'ємом виходу $V_{mp} = 2.5 \text{ м}^3$.

10. Приймаємо середню швидкість руху АБЗ по асфальтовій дорозі 30 км/год., час завантаження $t_z = 0.1$ год., час розвантаження $t_p = 0.2$ год.

11. Час укладання суміші, що доставляється АБЗ.

$$t_y = V_{mp} / (I_{nom} \cdot K_q^{mp}) = 2.5 / (4.04 \cdot 0.9) = 0.67 \text{ год.}$$

де K_q^{mp} - коефіцієнт використання транспорту за часом. Приймається 0,85...0,92;

12. Тривалість доставки бетонної суміші автотранспортом.

12.1 Тривалість доставки t_d^1 з урахуванням дальності і швидкості перевезення.

$$t_d^1 = L_{nom} / V_c = 12 / 15 = 0.8 \text{ год.}$$

де L_{nom} – дальність постачання, км (див. табл. 1.1 [2]);

V_c – середня швидкість руху, км/год.

12.2 Тривалість доставки t_d^2 з умови t_{cx} .

$$t_0^2 = t_{cx} - (t_y + t_z + t_p + L_{nom}/V_c) = 1,7 - (0,67 + 0,1 + 0,2 + 0,8) = -0,07 \text{ год.}$$

де t_{cx} - тривалість схоплення цементу (див. табл. 1.1 [2]), год.

t_y - тривалість укладання бетонної суміші із однієї машини з об'ємом виходу V_{mp} , год.;

t_z - тривалість завантаження суміші на бетонно-розчинному вузлі, год. Приймається $t_z = 0,1$ год. для АС і $t_z = 0,2$ для АБВ і АБЗ;

t_p - тривалість розвантаження транспорту, год. Приймається $t_p = 0,1$ год. при розвантаженні в бадді і $t_p = 0$ при розвантаженні в прийомні бункери бетоноукладачів та бетононасосів (цей час входить до часу укладання).

Розрахунок вказує, що в технологій зведення фундаментів слід використовувати бетонну суміш типу А (суху) або Б (на вологих заповнювачах або частково зволожену).

13. Тривалість робочого циклу АБЗ складає

$$t_{\text{ц}}^{mp} = t_z + 2 L_{nom}/V_c + t'_p = 0,1 + 2 \cdot 12/15 + 0,2 = 1,9 \text{ год.}$$

t'_p - час розвантаження суміші, год. Приймається при розвантаженні:

- в бадді $t'_p = 0,1$ год.;

- в прийомний бункер бетононасосу $t'_p = t_y$

- при розвантаженні в бункер бетоноукладача:

$$t'_p = (V_{mp}/V_k - 1) \cdot t_y/V_{mp}, \text{ год.}$$

При значенні $t'_p < 0,1$ год. Приймати $t'_p = 0,1$ год.

14. Потрібна кількість АБЗ складає

$$N = (B_{nom} \cdot t_{\text{ц}}^{mp}) / (V_{mp} \cdot K_{\text{ц}}^{mp}) = (3,03 \cdot 1,9) / (2,5 \cdot 0,9) = 2,56 \text{ шт.}$$

Приймаємо 3 АБЗ.

15. Для ущільнення суміші в сходині висотою $h_c = 0,45$ м приймаємо вібратор з гнучким валом ВЕРБ-79 з довжиною робочої частини $L_{\text{в}} = 0,5$ м і радіусом дії $R_{\text{в}} = 0,25$ м. Приймаємо рухливість суміші ОК=2 см, при цьому $K_p = 1$.

16. Продуктивність вібратора складає

$$P_{\text{в}} = 60\pi \cdot h_c + R_{\text{в}}^2 + K_p = 60\pi \cdot 0,45 + 0,25^2 \cdot 1 = 11,78 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де $R_{\text{в}}$ — радіус дії вібратора, м (табл. 6);

K_p — коефіцієнт, що враховує рухливість суміші. Для схеми "кран-баддя" краще використовувати цупкі суміші з ОК=0...2 см, для бетоноукладачів рухливість приймають ОК=0...6 см, для бетононасосів приймають ОК=6...12 см. Значення K_p наведені в табл. 7.

17. Час схоплювання бетону

$$t'_{cx} = t_{cx} - (t_z + L_{nom}/V_c + t_y) = 1,7 - (0 + 0 + 0,67) = 1,03 \text{ год.}$$

18. Площа блоку бетонування

$$F_{\text{бл}} = (B_{nom} \cdot t'_{cx}) / h_{\text{ш}} = (3,03 \cdot 1,03) / 0,45 = 6,94 \text{ м}^2$$

що більше площі нижньої сходини $F_c = 3 \times 1,8 = 5,4 \text{ м}^2$.

Приймаємо 1 вібратор.

4. Калькуляція на зведення монолітних залізобетонних фундаментів

Табл. 9

Калькуляція трудових витрат і заробітної плати влаштування фундаментів

Найменування процесу	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудовісткість, люд.-год.		Заробітна платня, грн.		Склад ланки	
		Один. виміру	Кількість	На одиницю	Всього	На одиницю	Всього	Професія, розряд	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Встановлення краном арматурних сіток при діаметрі арматури до 32 мм, масі сіток до 0,3 т, при горизонтальному розташуванні, $K=1,2$	Е4-1-44 т.1, п.1а	шт.	97	$0,42 \times 1,2 = 0,5$	48,5	8,82	855,54	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення вручну каркасів при масі до 100 кг, $K=1,2$	Е4-1-44 т.3, п.в	шт.	97	$0,36 \times 1,2 = 0,432$	41,9	7,48	725,56	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення сіток вручну, при масі до 20 кг, $K=1,2$	Е4-1-44 т.3, п.б	шт.	194	$0,22 \times 1,2 = 0,264$	51,22	4,57	886,58	арматурник 3 р. 2 р.	1 2
Встановлення щитів дерев'яної опалубки окремо розташованих ступінчастих фундаментів площею до 1 м ² від 1 м ² до 2 м ² більш 2 м ²	Е4-1-34 т.2, п.1	м ²	683,85	0,62	423,99	11,45	7830,08	тесляр 4 р. 3 р.	1 1
			494,7	0,51	252,3	10,03	4961,84		
			271,6	0,4	108,64	7,38	2004,41		
Те ж, розбирання площею до 1 м ² від 1 м ² до 2 м ² більш 2 м ²	Е4-1-37 т.2, п.2	м ²	683,85	0,15	102,58	2,64	1805,36	тесляр 3 р. 2 р.	1 1
			494,7	0,13	64,31	2,29	1132,86		
			271,6	0,1	27,16	1,76	478,02		
Переставляння підмостків	Е6-3 т2, п. 5,6	м ²	135,8	0,12	16,3	1,94	263,45	тесляр 4р. 2р. підс.роб.1р	1 1 1
Приймання бетонної суміші у бадю	Е-4-1-54	100м ³	5,2	8,2	42,64	137,8	716,56	бетонник 2р.	1
Вкладання бетонної суміші краном в бадях у окремо розташовані фундаменти об'ємом до 10 м ³	Е4-1-49 т.1, п.3	м ³	523,8	0,33	172,85	5,82	3048,52	бетонник 3р. 2р.	1 1
Вкривання бетонної поверхні рогожею	Е4-1-54 п.10	100 м ²	5,4	0,21	1,13	3,53	19,06	бетонник 2р.	1
Поливка бетонної поверхні водою з	Е4-1-54 п.9	100 м ²	64,8	0,14	9,07	2,35	152,28	бетонник 2р.	1

шлангу за один раз									
Зняття з бетонної поверхні роґожі	Е4-1-54 п.12	100 м ²	5,4	0,22	1,19	3,7	19,98	бетонник 2р.	1
Фарбувальна гідроізоляція розрідженим бітумом вручну вертикальних поверхонь	Е11-37	100 м ²	11,79	9,38	110,59	173,15	2041,44	ізолювальник 4р. 2р.	1 1
Те ж, горизонтальних	Е11-37	100 м ²	3,49	5,18	18,08	95,62	333,71	ізолювальник 4р. 2р.	1 1
Разом					1492,45		23857,44		
Інші роботи	15%				223,87				
Всього					1716,32				

5. Техніко-економічне порівняння варіантів

Порівняємо 2 комплекти механізації виконання робіт. В першому варіанті, в якості ведучої машини, виступає автомобільний кран КС-2561Е. Другий варіант з ведучою машиною у вигляді гусеничного крану МКГ-6,3.

Для автокрану КС-2561Е (1 варіант механізації)

1. Планова (виробнича) собівартість машино-зміни роботи машин і механізмів. Собівартість машино-зміни роботи машин і механізмів.

Для автокрану КС-2561Е

$C_{\text{маш.-год.}} = 27,7 \text{ грн.}$

Для автобетонозмішувача СБ-69

$C_{\text{маш.-год.}} = 33,68 \text{ грн.}$

2. Собівартість зведення залізобетонних фундаментів

$$C_0 = 1,08 \left(\sum C_{\text{маш.-год.}} \times T \right) + 1,53П = 1,08 \times \left((27,7 \times \left(\frac{48,5 + 41,9}{4} + \frac{42,64 + 172,85}{2} \right) + 33,68 \times \frac{42,64 + 172,85}{2} \times 3) \right) + 1,5 \times 27275,25 = 56108,86 \text{ грн.}$$

3. Собівартість укладання 1 м³ бетону

$$C_e = \frac{C_0}{V} = \frac{56108,86}{523,8} = 107,12 \text{ грн./м}^3$$

Для гусеничного крану МКГ-6.3 (2 варіант механізації)

1. Планова (виробнича) собівартість машино-зміни роботи машин і механізмів. Собівартість машино-зміни роботи машин і механізмів.

Для автокрану МКГ-6,3

$C_{\text{маш.-год.}} = 31,66 \text{ грн.}$

Для автобетонозмішувача СБ-69

$C_{\text{маш.-год.}} = 33,68 \text{ грн.}$

2. Собівартість зведення залізобетонних фундаментів

$$C_0 = 1,08 \left(\sum C_{\text{маш.-год.}} \times T \right) + 1,53П = 1,08 \times ((31,66 \times$$

$$\times \left(\frac{48,5 + 41,9}{4} + \frac{42,64 + 172,85}{2} \right) + 33,68 \times \frac{42,64 + 172,85}{2} \times 3)) + \\ + 1,5 \times 27275,25 = 61719,75 \text{ грн.}$$

3. Собівартість укладання 1 м³ бетону

$$C_e = \frac{C_o}{V} = \frac{56108,86}{523,8} = 117,83 \text{ грн./м}^3$$

Більш економічно вигідним є перший варіант, його і приймаємо для подальшого проектування.

4. Трудомісткість влаштування 1 м³ бетонного фундаменту.

$$q = \frac{Q_{\text{руч}}}{V} = \frac{1716,32}{523,8} = 3,28 \text{ люд. – год./м}^3$$

6. Забезпечення безпеки праці та охорони здоров'я

Для мінімізації виробничих ризиків та забезпечення безпеки персоналу під час виконання робіт необхідно впровадити та дотримуватися наступних заходів:

- Оснащення та інструментарій: Використовувати виключно сертифіковане технологічне оснащення та інструменти, застосування яких відповідає їх цільовому призначенню.
- Організація робочих місць: Забезпечити відповідність робочих зон вимогам безпеки до початку будь-яких операцій.
- Індивідуальний та колективний захист: Застосовувати ефективні засоби індивідуального та колективного захисту для всіх працівників.
- Медичний контроль: Регулярно проводити медичні огляди всього персоналу, задіяного на об'єкті.
- Навчання та сертифікація: Організувати систематичне навчання та перевірку знань з охорони праці та техніки безпеки для всіх категорій будівельно-монтажного персоналу.

Специфічні вимоги безпеки

Особливу увагу слід приділити наступним критичним аспектам:

- Стропування елементів: Застосовувати методи стропування, що гарантують стабільне та проектне позиціонування конструктивних елементів.
- Стабілізація під час переміщення: Використовувати гнучкі відтяжки для забезпечення стійкості перемішуваних елементів.
- Зона безпеки: Категорично заборонити перебування персоналу під елементами, що монтуються, до їх повного закріплення.
- Безпечна відстань: Підтримувати мінімально допустиму відстань між переміщуваними вантажами та стаціонарними конструкціями чи перешкодами.
- Контроль монтажу/демонтажу опалубки: Здійснювати всі операції з опалубкою під безпосереднім наглядом кваліфікованого інженерно-технічного персоналу.

- Уникнення контакту вібратора з арматурою: Забезпечити відсутність безпосереднього контакту вібраційних інструментів з арматурними елементами під час ущільнення бетону.

Вимоги до роботи на висоті та зварювальних робіт

- Робота на висоті: Весь персонал, що виконує роботи на висоті понад 1,5 метра, зобов'язаний використовувати запобіжні пояси, оснащені карабінами.
- Демонтаж опалубки: Розбирання опалубки дозволяється лише після досягнення бетоном проектної міцності та отримання офіційного дозволу від відповідального виконавця робіт. При цьому необхідно виключити будь-які механічні пошкодження поверхні бетону.
- Електрозварювальні роботи: Робочі зони електрозварювальників повинні бути ізольовані переносними захисними огороженнями. Перед початком робіт обов'язкова перевірка цілісності ізоляції зварювальних кабелів та електродотримачів, а також надійність всіх контактних з'єднань. У перервах між роботами зварювальне обладнання має бути знеструмлене.

Вимоги до вантажно-розвантажувальних робіт та роботи з бетонозмішувачами

- Вантажно-розвантажувальні роботи: Операції з вантаження, розвантаження, складування та монтажу арматурних каркасів повинні виконуватися із застосуванням спеціалізованого такелажного обладнання та з дотриманням заходів, що запобігають падінню, ковзанню та втраті стійкості вантажів.
- Очищення автобетонозмішувачів: Очищення внутрішніх поверхонь лотка автобетонозмішувача від залишків бетонної суміші дозволяється лише при повністю зупиненому механізмі.

7. Контроль якості робіт

Контроль якості будівельних робіт здійснюється у відповідності до вимог СНіП 3.02.01-87 та проектної документації.

Елементи проекту виконання робіт (ПВР)

Проект виконання робіт повинен містити наступні обов'язкові складові:

- Технологічні схеми: Детальний опис методів та послідовності виконання робіт.
- Календарний план: Графік виконання всіх етапів робіт.
- Рішення з техніки безпеки: Розроблені та затверджені заходи з охорони праці.
- Графік роботи техніки: План використання машин та механізмів на будівельному майданчику.
- Пояснювальна записка: Загальний опис та обґрунтування прийнятих рішень.

Контроль якості арматурних робіт

Включає перевірку наступних параметрів:

- Відповідність матеріалів: Звірка арматурних елементів з проектними специфікаціями або сертифікатами якості.
- Геометричні відхилення: Контроль відхилень розмірів арматурних елементів та товщини захисного бетонного шару від проектних значень.

- **Позиціонування:** Перевірка зміщення арматурних виробів в опалубці та відхилень вертикальних каркасів від проектних осей.

Контроль якості опалубних робіт

Необхідно перевіряти:

- **Комплектація та маркування:** Наявність повних комплектів опалубки та правильність маркування елементів.
- **Позиціонування:** Відхилення осей опалубки від проектного положення.
- **Вертикальність:** Відхилення площини опалубки від вертикалі по всій висоті фундаменту.

Контроль якості бетонування

Перед укладанням бетонної суміші слід контролювати:

- **Характеристики суміші:** Склад та рухливість бетонної суміші.
- **Технологія укладання:** Товщина шарів бетонування.
- **Догляд за бетоном:** Дотримання режимів ущільнення та подальшого догляду за бетоном.

Контроль якості розпалубки

Включає перевірку:

- **Строки:** Дотримання встановлених строків розпалублення.
- **Дефекти:** Відсутність пошкоджень бетонної поверхні.

8. Технологія зведення монолітних стовпчастих фундаментів

Підготовчий етап

Перед початком основних будівельних робіт з облаштування фундаментів необхідно виконати наступні операції:

- **Водовідведення:** Організація ефективної системи відведення поверхневих вод з будівельного майданчика.
- **Транспортна інфраструктура:** Підготовка під'їзних автошляхів та визначення маршрутів руху будівельної техніки.
- **Логістика:** Визначення місць для складування матеріалів, зон укрупнення арматурних сіток та опалубки.
- **Обладнання:** Підготовка необхідного монтажного обладнання та допоміжних пристосувань.
- **Поставка матеріалів:** Забезпечення своєчасної доставки арматурних сіток, каркасів та комплектів опалубки у необхідній кількості.
- **Геодезична розбивка:** Виконання підготовки під фундаменти та точне геодезичне розбивання осей і розмітка положення фундаментів відповідно до проекту.
- **Розмітка опалубки:** Нанесення фарбових рисок на поверхню бетонної підготовки для визначення положення робочої площини щитів опалубки.

Арматурні роботи

- **Доставка та складування:** Арматурні елементи доставляються на будівельний майданчик автотранспортом та розвантажуються на спеціально відведених складських майданчиках.
- **Внутрішньомайданчикове переміщення:** Перед безпосереднім монтажем елементи переміщуються до місць їх встановлення.

- **Монтаж:** Для встановлення арматурних каркасів та сіток підшви фундаментів, маса яких перевищує 50 кг, використовується автомобільний кран МКА-6,3. Арматурні сітки підшви фундаментів укладаються на фіксатори, що забезпечують проектну товщину захисного шару бетону. Після влаштування опалубки для підшви фундаменту монтуються арматурні елементи підколонника, які кріпляться до нижньої сітки за допомогою в'язального дроту.

Опалубні роботи

Доставка та розміщення: Опалубка доставляється на будівельний майданчик автотранспортом у повній комплектації, що виключає необхідність додаткових модифікацій. Елементи опалубки розміщуються в зоні дії монтажного крана. Всі компоненти повинні зберігатися в упорядкованому стані, відсортовані за марками та типорозмірами.

Складові частини опалубки:

- **Лінійні щити:** Виготовлені з гнутого профілю (швелера), палуба зі спеціальної ламінованої фанери товщиною 12 мм.
- **Несучі елементи (схватки):** Призначені для розподілу навантаження та з'єднання окремих щитів у панелі або блоки; також виготовлені з гнутого профілю (швелера).
- **Кутові щити:** Використовуються для формування замкнутих контурів з плоских щитів.
- **Монтажні кутики:** Застосовуються для з'єднання щитів та панелей у замкнуті опалубні контури.
- **Натяжний гак:** Використовується для кріплення схваток до щитів.
- **Кронштейни:** Служать опорою для робочого настилу.

Монтаж опалубки: Монтаж та демонтаж опалубки виконуються за допомогою автомобільного крана МКА-6,3. Перед початком монтажу щити збираються в панелі на майданчику складування в наступній послідовності:

1. Збирається короб зі схваток.
2. На схватки навішуються щити.
3. На ребро щитів наносяться фарбові риси, що позначають положення осей.

Монтаж опалубки фундаментів здійснюється у такому порядку:

1. Встановлення та закріплення панелей опалубки нижнього ступеня підшви.
2. Встановлення зібраного короба по осях та закріплення опалубки нижнього ступеня металевими штирями до основи.
3. Нанесення рисок на ребра укрупнених панелей для фіксації положення короба другого ступеня фундаменту.
4. Встановлення попередньо зібраного короба другого ступеня з відступом від рисок, рівним товщині щитів.
5. Остаточне встановлення короба другого ступеня.
6. Встановлення короба третього ступеня за аналогічною послідовністю.
7. Нанесення рисок на ребра укрупнених панелей верхнього короба для фіксації положення короба підколонника.
8. Встановлення короба підколонника.
9. Встановлення та закріплення опалубки вкладишів.

Демонтаж опалубки: Дозволяється проводити після досягнення бетоном необхідної міцності та отримання офіційного дозволу від виконавця робіт. Демонтаж виконується у зворотній послідовності монтажу. Після зняття опалубки необхідно:

- Провести візуальний огляд опалубки.
- Очистити всі елементи опалубки від залишків бетону.
- Змастити палуби та перевірити/змастити гвинтові з'єднання.

Бетонні роботи

Підготовчий етап: Перед укладанням бетонної суміші необхідно виконати наступні операції:

1. Перевірка конструкцій: Верифікація правильності встановлення арматури та опалубки, усунення виявлених дефектів.
2. Захисний шар: Перевірка наявності фіксаторів для забезпечення проектної товщини захисного шару бетону.
3. Приймання конструкцій: Приймання всіх прихованих конструкцій та їх елементів, доступ до яких буде неможливий після бетонування.
4. Очищення: Очищення опалубки та арматури від сміття, бруду та іржі.
5. Перевірка обладнання: Верифікація працездатності механізмів, стану пристосувань, оснастки та інструментів.

Транспортування та подача бетону: Для доставки бетонної суміші на будівельний об'єкт планується використання трьох автобетонозмішувачів СБ-69. Подача бетону до місця укладання здійснюватиметься за допомогою автокрана з баддю об'ємом 0,8 м³.

Процес бетонування: Бетонування фундаментів виконується у два етапи:

1. Етап 1: Бетонування "башмака" фундаменту та підколонника до відмітки низу вкладиша.
2. Етап 2: Бетонування верхньої частини підколонника після встановлення вкладиша.

Укладання та ущільнення бетону: Бетонна суміш укладається шарами товщиною 0,3-0,5 м. Кожен шар ретельно ущільнюється глибинними вібраторами. При ущільненні вібратор занурюється у попередній шар бетону на 5-10 см, а крок перестановки вібратора не перевищує 1,5 радіуса його дії. Додаткове ущільнення бетонної суміші проводиться в кутах та біля стінок опалубки за допомогою вібраторів або шуровок. Важливо уникати контакту вібратора з арматурою. Вібрування на одній позиції припиняється, коли бетон перестає осідати, а на поверхні з'являється цементне молоко. При перестановці вібратор повільно витягується без вимикання, щоб порожнеча під наконечником рівномірно заповнилася бетонною сумішшю. Між етапами бетонування (або укладанням шарів бетонної суміші) необхідно дотримуватися технологічної перерви тривалістю не менше 40 хвилин, але не більше 2 годин.

Догляд за бетоном: Після укладання бетону в опалубку необхідно забезпечити сприятливі умови для його твердіння шляхом контролю температури та вологості. Горизонтальні поверхні фундаменту покриваються вологою мішковиною та періодично звожуються протягом усього терміну твердіння.

1. Характеристика об'єкта та вибір методів виконання робіт

Цей розділ описує ключові характеристики промислової будівлі та обґрунтовує вибір методів виконання будівельних робіт.

Характеристика об'єкта

Промислова будівля є одноповерховою каркасною спорудою, що складається з чотирьох прогонів, які включають три поздовжньо з'єднані прогони та один торцевий. Детальні параметри прогонів:

- Перший прогон:
 - Довжина: 108 метрів.
 - Висота оголовка колони: 13.2 метри.
 - Крок колон: 12 метрів.
 - Обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю 10 тонн.
- Другий, третій, четвертий та п'ятий прогони:
 - Довжина: 78, 24, 78 та 24 метри відповідно.
 - Висота оголовка колон: 10.8 метрів.
 - Крок колон: 6 метрів.
 - Другий та п'ятий прогони обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю 10 тонн.
 - Третій та четвертий прогони обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю 20 тонн.

Конструктивні елементи будівлі виконані з залізобетону:

- Колони: крайніх та середніх рядів є фахверковими конструкціями прямокутного перерізу.
- Підкранові балки: довжиною 6 та 12 метрів.
- Ферми покриття: довжиною 18 та 24 метри.
- Плити покриття: ребристі, розмірами 1.5×12 м та 1.5×6 м.
- Фундаментні балки: довжиною 6 та 12 метрів.
- Стінові панелі: довжиною 6 та 12 метрів, висотою 1.2 метра.

Вибір методів виконання робіт

Для реалізації проекту передбачені наступні основні етапи робіт та засоби механізації:

1. Земляні роботи:
 - Видалення рослинного шару.
 - Розробка котловану за допомогою гусеничного екскаватора зі зворотною лопатою.
 - Планування майданчика із застосуванням бульдозера та катка.
2. Фундаментні роботи:
 - Влаштування монолітних залізобетонних фундаментів для несучих конструкцій будівлі та технологічного обладнання.
3. Монтажні роботи:
 - Встановлення залізобетонних колон, підкранових балок, конструкцій покриття та стінових панелей.
 - Для виконання монтажу використовуються самохідні стрілові крани на гусеничному ходу, що забезпечують необхідну вантажопідйомність та маневреність на будівельному майданчику.
4. Інші роботи:

- Улаштування покрівлі.
- Засклення віконних прорізів.
- Опорядження стін.

Виконання робіт буде здійснюватися поетапно, з урахуванням кількості прогонів будівлі та загального обсягу робіт, що дозволить забезпечити ефективність та високу якість реалізації проєкту.

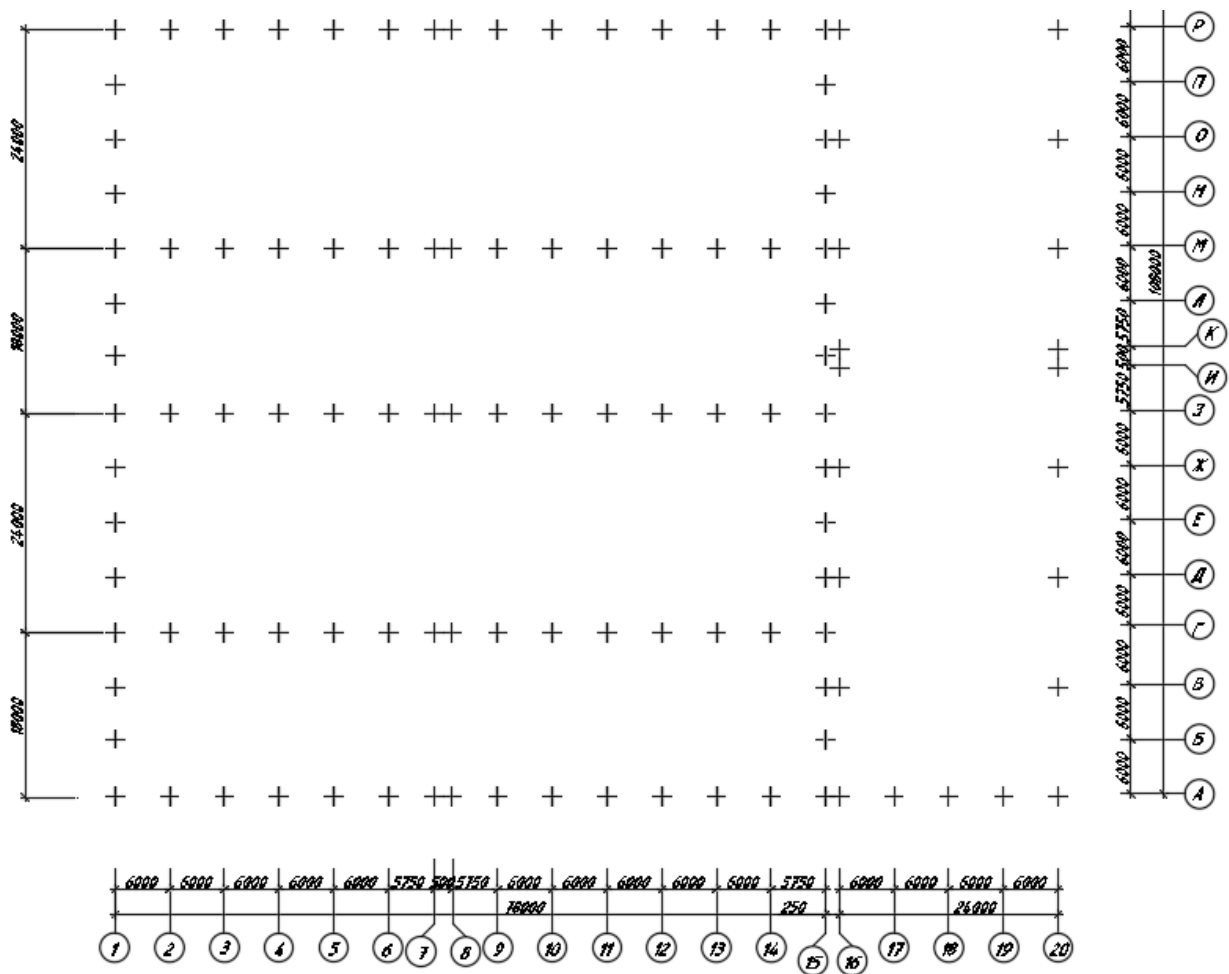


Рис. 1.1 — Схема будівлі

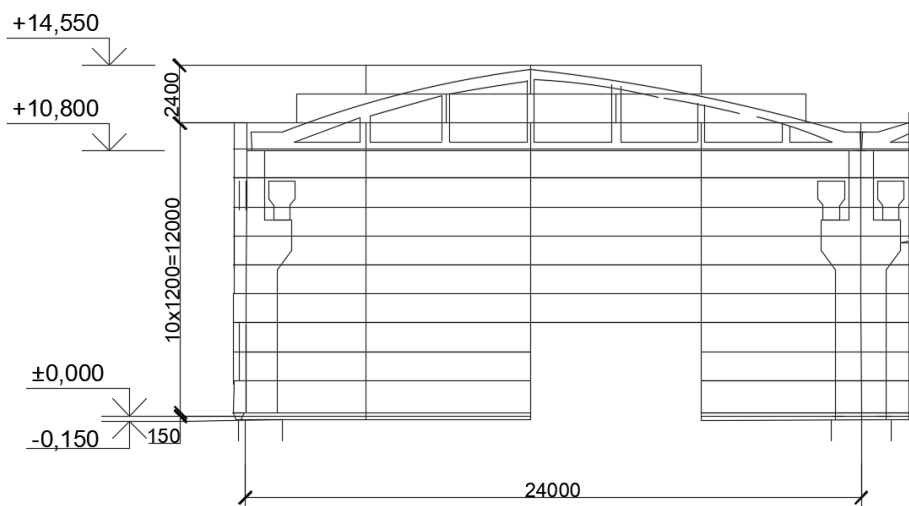


Рис. 1.2 — Схема розташування стінових панелей в торці будівлі

Таблиця 1.1. Специфікація збірних елементів

№ з/п	Назва елементів	Марка елемента	Кількість шт.	Розміри, м.			Об'єм, м³		Маса, т	
				довжина	ширина	товщина	одного елемента	усіх	одного елемента	усіх
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Колона крайнього ряду	4К132-7	22	14,4	0,9	0,4	4,84	106,48	12,1	266,2
		4К108-7	30	11,85	0,7	0,4	3,36	100,8	8,4	252
2	Колона середнього ряду	10К108-2	45	11,85	0,7	0,4	3,68	165,6	9,2	414
3	Фахверкова колона	3КФ141-1	6	14,1	0,4	0,4	2,26	13,56	5,64	33,84
		2КФ117-1	20	11,7	0,4	0,3	1,4	28	3,51	70,2
4	Підкранова балка 6 м 12 м	БКНВ 6-4с	104	5,95	0,6	1	1,66	172,64	4,2	436,8
		БКНБ6-1с	18	11,95	0,65	1,4	4,63	83,34	11,7	210,6
5	Кровляна ферма 24 м 24 м 18 м	ФС-24-18	30	23,94	2,95	0,25	4,47	134,1	11,2	336
		ФС-24-66	11	23,94	2,95	0,3	5,94	65,34	14,9	163,9
		ФС-18-18	30	18	3	0,24	3,2	96	8,1	243
6	Плити покриття 6×1,5 м 12×1,5 м	ПНС-10	728	5,97	1,49	0,3	0,62	451,36	1,4	1019,2
		ПНП-20	144	11,96	1,49	0,45	2,01	289,44	5,2	748,8
7	Фундамент. балки 6 м 12 м	ФБ6-41	42	5,05	0,2	0,3	0,27	11,34	0,7	29,4
		ФБН-1	11	10,7	0,3	0,4	1,16	12,76	2,9	52,8
8	Стінові панелі 6×1,2 м 12×1,2 м	ПСЛ-17	542	6	0,24	1,2	1,7	921,4	1,9	1029,8
		ПСЛ-24	146	12	0,3	1,2	3,4	496,4	4,8	700,8
9	Стійки воріт	СВ – 4,8	12	4,8	0,4	0,4	0,576	6,912	1,44	17,28
10	Ригелі воріт	РВ-6	6	6	0,4	0,7	2,16	12,96	5,4	32,4
Всього			1947					3168,432		6057,02

ВІДОМІСТЬ ОБСЯГІВ РОБІТ

Таблиця 2.1.

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика (S×1,15)=108×24+78×84×1,15=9144×1,15	1000 м²	10,52
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см (S×0,15)= 9144×0,15	1000 м³	1,37
3	Розробка ґрунту екскаватором з емк. ковша 0,5 м³ у відвал (V _к = S×h - V _г)=9144×1,65-2120	1000 м³	12,97
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди (V _г = V _{пф} + V _{фк} + V _{фо} + S×(0,1+0,02))= 83+535+400+9144×0,12	1000 м³	2,12
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) (кільк.фунд. ×S _ф ×0,1)= 1,5×1,5×26+3,3×2,4×97)×0,1	100 м³	0,83
6	Бетонна підготовка під фундаменти (кільк.фунд. ×S _ф ×0,1)= 1,5×1,5×26+3,3×2,4×97)×0,1	100 м³	0,83

7	Влаштування монолітних фундаментів ($V_{фк} = \Sigma \text{кільк.фунд.} \times V_{ф} = 26 \times 1,6 + 5,09 \times 97 = 41,6 + 493,73$)	100 м ³	5,35
8	Влаштування фундаментів під обладнання ($V_{фo} = 80 \text{ м}^3 \times \text{кільк.прольотів} = 80 \times 5$)	100 м ³	4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна 97×12,15+26×6,12	100 м ²	13,38
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна 97×3,6+26×1,44	100 м ²	3,87
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. ($V_{к}$)	1000 м ³	12,97
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці ($V_{к}$)	1000 м ³	12,97
13	Монтаж колон	шт.	123
14	Монтаж підкранових балок	шт.	122
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м ²	9144
16	Монтаж конструкції огорожі ($S_o = P \times h = 180 \times 13,2 + 240 \times 10,8 + 84 \times 2,4$)	м ²	5169,6
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м ²	91,44
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м ²	91,44
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м ²	91,44
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м ²	91,44
21	Оздоблення покрівельною сталлю ($0,7 \times L = (240 + 264) \times 0,7$)	100 м ²	3,53
22	Фарбування стін з середини приміщень (S_o)	100 м ²	51,7
23	Фарбування фасадів (S_o)	100 м ²	51,7
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S_o)	100 м ²	15,51
25	Фарбування конструкцій покриття ($S \times 1,6$)	100 м ²	146,3
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м ²	91,44
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м ²	91,44
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м ²	91,44
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S_o)	100 м ²	15,51
30	Сантехнічні роботи ($V_{буд.} \times 0,03$)	3%	1319,36
31	Електротехнічні роботи ($V_{буд.} \times 0,03$)	3%	1319,36
32	Благоустрій території ($V_{буд.} \times 0,01$)	1%	439,79
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання ($V_{буд.} \times 0,1$)	10%	6596,8
35	Пусконаладжувальні роботи ($V_{буд.} \times 0,005$)	0,5%	219,89

3. КАРТКА-ВИЗНАЧНИК СІТЬОВОГО ГРАФІКА

Таблиця 3.1.

№	Назва робіт та комплекс робіт	Обсяг робіт		Код роботи	Норма на одиницю виміру.		Трудомісткість на весь обсяг				Основні механізми		Виконавець		Число змін	Тривалість, дні
		Оди. виміру	Кількість		люд-год	маш-год	Люд-год		Маш-год		Наймен.	Кільк.	Бригада			
							Норм.	Прийн.	Норм.	Прийн.			Проф.	Кільк.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Планування майданчика	1000 м ²	10,52	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	6,31	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м ³	1,37	РЭСН 1-24-2	-	19,55	-	-	26,78	24,0	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	1,5
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал	1000 м ³	12,97	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	253,57	-	551,24	472	ЗО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст 6р-1, Водій 2кл.-5	1+5	2 2 2 2	4 8,5 4,5 6 4,5 6
	I		3,7				72,34		157,25	136						
	II		1,9				37,15		80,75	72						
	III		2,69				52,59		114,33	96						
	IV		1,99				38,9		84,58	72						
	V		2,69				52,59		114,33	96						
4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди	1000 м ³	2,12	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	46,85	-	135,51	120	ЗО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст 6р-1 Водій 2кл.-5	1+5	2 2 2 2	2 1,5 1,5 1 1,5
	I		0,57				12,6		36,43	32						
	II		0,42				9,28		26,85	24						
	III		0,4				8,84		25,57	24						
	IV		0,33				7,29		21,09	16						
	V		0,4				8,84		25,57	24						

5	Розробка ґрунту вручну (підчистка)	100 м³	0,83	РЭСН 1-164-2	261,8	-	178,05	160	-	-	-	-	Землекоп 3р-1, 2р-1	2	2	1,5
	I		49,74				48	2								
	II		65,45				64	1								
	III		34,03				32	1								
	IV		34,03				32	1								
	V		34,03				32	1								
6	Бетонна підготовка під фундаменти	100 м³	0,83	РЭСН6-1-19	527,8	94,56	438,06	400	78,48	-	МКА-6,3	1	Бетонник 3р--2	2	2	3
	I		100,28				96	17,97	3,5							
	II		131,95				112	23,64	2							
	III		68,61				64	12,29	2							
	IV		68,61				64	12,29	2							
	V		68,61				64	12,29	2							
7	Влаштування монолітних фундаментів	100 м³	5,35	РЭСН 6-1-8	340,75	66,85	1823,03	1600	357,65	-	МКА-6,3	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	3
	I		415,72				384	81,56	3,5							
	II		538,39				448	105,62	2							
	III		293,05				256	57,49	2							
	IV		282,82				256	55,49	2							
	V		293,05				256	57,49	2							
8	Влаштування фундаментів під обладнання	100 м³	4	РЭСН 6-4-5	268,25	39,45	858,4	768	126,24	-	МКА-6,3	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	4	2	3
	I		214,6				192	31,56	3							
	II		214,6				192	31,56	3							
	III		214,6				192	31,56	3							
	IV		214,6				192	31,56	3							
	V		214,6				192	31,56	3							
9	Вертикальна гідроізоляція фундаментів	100 м²	13,38	РЭСН 8-4-7	33,5	1,11	448,25	400	14,86	-	-	-	Ізоловальник 4р-1, 3р-1	2	2	3
	I		101,17				96	3,35	3,5							
	II		133				112	4,41	2							
	III		72,7				64	2,41	2							
	IV		68,68				64	2,28	2							
	V		72,7				64	2,41	2							

10	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту	100 м ²	3,87	РЭСН 8-4-3	31,76	3,24	122,9	112	12,55	-	-	-	Ізольовальник 4р-1, 3р-1	2	2	1
	I		0,89				28,27	32	2,88							1
	II		1,15				36,52	32	3,73							1
	III		0,61				19,37	16	1,98							0,5
	IV		0,61				19,37	16	1,98							0,5
	V		0,61				19,37	16	1,98							0,5
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с.	1000 м ³	12,97	РЭСН 1-27-2	-	13,75	-	-	178,35	160	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	3
	I		3,7						50,88	48						1,5
	II		1,9						26,13	24						2
	III		2,69						36,99	32						1,5
	IV		1,99						27,36	24						2
	V		2,69						36,99	32						2
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці	1000 м ³	12,97	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	192,57	160	Ду-50	1	Машиніст 6р-1	1	2	3,5
	I		3,7						62,01	56						2
	II		1,9						31,84	36						2,5
	III		2,69						45,08	40						2
	IV		1,99						33,35	36						2
	V		2,69						45,08	40						2,5
13	Монтаж колон	Шт.	123	Калькуляція	8,42	1,55	1035,66	920	190,65	-	КС-5263	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	2,5
	I		28				235,76	200	43,4							3
	II		34				286,28	240	52,7							2
	III		21				176,82	160	32,55							2
	IV		19				159,98	160	29,45							2
	V		21				176,82	160	32,55							2
14	Монтаж підкранових балок	Шт.	122	Калькуляція	7,12	1,43	825,92	720	165,88	-	КС-5263	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	1,5
	I		18				128,16	120	25,74							2,5
	II		33				234,96	200	47,19							2
	III		26				185,12	160	37,18							2
	IV		26				185,12	160	37,18							2
	V		13				92,56	80	18,59							1

20	б) Влаштування утеплювача плитного I II III IV V	100 м²	91,44 25,92 14,04 18,72 14,04 18,72	РЭСН 12-18-3	63,67	-	5821,99 1650,33 893,93 1191,9 893,93 1191,9									
21	в) Улаштування цементно-піщаної стяжки I II III IV V	100 м²	91,44 25,92 14,04 18,72 14,04 18,72	РЭСН 12-22-1	38,39	-	3510,39 995,07 539 718,66 539 718,66									
22	г) Наклеювання тришарового рулонного килиму I II III IV V	100 м²	91,44 25,92 14,04 18,72 14,04 18,72	РЭСН 12-2-1	30,1	-	2752,33 780,19 422,6 563,47 422,6 563,47									
23	д) Оздоблення покрівельною сталлю I II III IV V	100 м²	3,53 1,85 0,6 0,2 0,12 0,7	РЭСН 12-15-1	132,8	-	460,82 245,68 79,68 26,56 15,94 92,96									
	Σ (покрівельні роботи) I II III IV V						13888,79 4052,03 2141,46 2775,59 2077,72 2841,99	11840 3360 1920 2400 1760 2400	-	-	-	-	Бригада покрівельників	20	2	10,5 6 7,5 5,5 7,5

24	Засклення металевих рам промислових будівель I II III IV V	100 м²	15,51 7,73 3,11 0,78 0,58 3,31	РЭСН 15-208-1	71,77	0,78	1113,15 554,78 223,2 55,98 41,63 237,56	960 480 192 48 48 192	12,1 6,03 2,43 0,61 0,45 2,58	-	-	-	Бригада склярів 3р-6	6	2	5 2 0,5 0,5 2
25	Монтаж обладнання I II III IV V			15%			6596,8 1319,36 1319,36 1319,36 1319,36 1319,36	5600 1120 1120 1120 1120 1120			МКТ-6-45	1	Монтажник 5р-2, 4р-2, 3р-4, 2р-2	10	2	7 7 7 7 7
26	Електротехнічні роботи I II III IV V			3%			1319,35 263,87 263,87 263,87 263,87 263,87	1200 240 240 240 240 240					Ел.монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	3 3 3 3 3
27	Сантехнічні роботи I II III IV V			3%			1319,35 263,87 263,87 263,87 263,87 263,87	1120 224 224 224 224 224					Сантехнік 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1	4	2	3,5 3,5 3,5 3,5 3,5
28	а) Фарбування стін з середини приміщень I II III IV V	100 м²	51,41 25,78 10,37 2,59 1,94 11,02	РЭСН 15-152-1	15,18	-	784,81 391,34 157,42 39,32 29,45 167,28	-								

[illegible]

4. РОЗРАХУНКОВА МАТРИЦЯ

Таблиця 4.1.

Початкова розрахункова матриця

Захватки	Планування майданчика та зрізання рослинного шару	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів	Влаштування фундаментів під обладнання	Вертикальна та горизонтальна гідроізоляція фундаменту	Зворотна засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підкранових балок	Монтаж конструкцій покриття	Монтаж конструкцій огорожі	Влаштування покрівлі
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0 2,5 2,5	0 10,5 2,5 10,5	0 4,5 10,5 4,5	0 3 4,5 3	0 3 3 3	0 4 3 4	0 7,5 4 7,5	0 2,5 7,5 2,5	0 1,5 2,5 1,5	0 4 1,5 4	0 9,5 4 9,5	0 10,5 9,5 10,5
II		10,5 6 16,5	4,5 5,5 12,5 10	3 3,5 7 6,5	3 3 3,5 6	4 4,5 2 8,5	7,5 3,5 1 11	2,5 3 8,5 5,5	1,5 2,5 4 4	4 4 0 8	9,5 6,5 -1,5 16	10,5 6 4,5 16,5
III		16,5 7,5 24	10 3 14 13	6,5 2 6,5 8,5	6 3 2,5 9	8,5 2,5 0,5 11	11 4,5 0 15,5	5,5 2 10 7,5	4 2 3,5 6	8 5,5 -2 13,5	16 2 -2,5 18	16,5 7,5 0,5 24
IV		24 5,5 29,5	13 3 16,5 16	8,5 2 7,5 10,5	9 3 1,5 12	11 2,5 1 13,5	15,5 3,5 -2 19	7,5 2 11,5 9,5	6 2 3,5 8	13,5 4 -5,5 17,5	18 1,5 0,5 19,5	24 5,5 -5,5 29,5
V		29,5 7,5 37	16 3 21 19	10,5 2 8,5 12,5	12 3 0,5 15	13,5 2,5 1,5 16	19 4,5 -3 23,5	9,5 2 14 11,5	8 1 3,5 9	17,5 5,5 -8,5 23	19,5 7 3,5 26,5	29,5 7,5 -4,5 37
ΣT_{ij}	2,5	37	19	12,5	15	16	23,5	11,5	9	23	26,5	37
Зміни	1, 2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	1	6	2	8	4	2	2	5	5	5	5	20
max T _o	2,5	21	8,5	3,5	3	4	14	4	1,5	4	9,5	

Продовження таблиці 4.1.

Захватки	Засклення проїмів	Сантехнічні роботи	Електротехнічні роботи	Уціплення щабнем та улаштування чорнової підлоги	Монтаж обладнання	Влаштування чистої підлоги	Оздоблювальні роботи	Пусконаладжувальні роботи	Благоустрій території	Здача об'єкту
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
I	0 5 10,5 5	0 3,5 5 3,5	0 3 3,5 3	0 14 3 14	0 7 14 7	0 6 7 6	0 14 6 14			
II	5 2 11,5 7	3,5 3,5 3,5 7	3 3 4 6	14 7,5 -8 21,5	7 7 14,5 14	6 3 7,5 9	14 6,5 -5 20,5			
III	7 0,5 14 7,5	7 3,5 0,5 10,5	6 3 4,5 9	21,5 10,5 -12,5 32	14 7 18 21	9 4,5 11,5 13,5	20,5 5 -7 25,5			
IV	7,5 0,5 22 8	10,5 3,5 -2,5 14	9 3 5 12	32 7,5 -20 39,5	21 7 18,5 28	13,5 3 14 16,5	25,5 4 -9 29,5			
V	8 2 29 10	14 3,5 -4 17,5	12 3 5,5 15	39,5 10,5 -24,5 50	28 7 22 35	16,5 4,5 18,5 21	29,5 8 -8,5 37,5	0 2,5 2,5	0 2,5 2,5	0 3 3
ΣT_{ij}	10	17,5	15	50	35	21	37,5	2,5	2,5	3
Зміни	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2
Робітники	6	4	5	5	10	10	16	10	10	10
max T _o	29	5	5,5	3	22	18,5	6			

Таблиця 4.2.

Розрахункова матриця

Захватки	Планування майданчика та зрізання рослинного шару	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів	Влаштування фундаментів під обладнання	Вертикальна та горизонтальна гідроізоляція фундаменту	Зворотна засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підкранових балок	Монтаж конструкцій покриття	Монтаж конструкцій огорожі	Влаштування покрівлі
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0 2,5 2,5	2,5 10,5 0 13	23,5 4,5 10,5 28	32 3 4 35	35,5 3 0,5 38,5	38,5 4 0 42,5	42,5 7,5 0 50	56,5 2,5 6,5 59	60,5 1,5 1,5 62	62 4 0 66	66 9,5 0 75,5	75,5 10,5 0 86
II		13 6 19	28 5,5 9 33,5	35 3,5 1,5 38,5	38,5 3 0 41,5	42,5 4,5 1 47	50 3,5 3 53,5	59 3 5,5 62	62 2,5 0 64,5	66 4 1,5 70	75,5 6,5 5,5 82	86 6 4 92
III		19 7,5 26,5	33,5 3 7 36,5	38,5 2 2 40,5	41,5 3 1 44,5	47 2,5 2 49,5	53,5 4,5 4 58	62 2 4 64	64,5 2 0,5 66,5	70 5,5 3,5 75,5	82 2 6,5 84	92 7,5 8 99,5
IV		26,5 5,5 32	36,5 3 4,5 39,5	40,5 2 1 42,5	44,5 3 2 47,5	49,5 2,5 1,5 52	58 3,5 6 61,5	64 2 2,5 66	66,5 2 0,5 68,5	75,5 4 7 79,5	84 1,5 4,5 85,5	99,5 5,5 14 105
V		32 7,5 39,5	39,5 3 0 42,5	42,5 2 0 44,5	47,5 3 3 50,5	52 2,5 1 54,5	61,5 4,5 7 66	66 2 0 68	68,5 1 0,5 69,5	79,5 5,5 10 85	85,5 7 0,5 92,5	105 7,5 12,5 112,5
ΣT_{ij}	2,5	37	19	12,5	15	16	23,5	11,5	9	23	26,5	37
Зміни	1, 2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	1	6	2	8	4	2	2	5	5	5	5	20

Продовження таблиці 4.2

Захватки	Засклення проїомів	Сантехнічні роботи	Електротехнічні роботи	Ущільнення щєбнем та улаштування чорнової підлоги	Монтаж обладнання	Влаштування чистої підлоги	Оздоблювальні роботи	Пусконаладжувальні роботи	Благоустрій території	Здача об'єкту
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
I	104,5 5 18,5 109,5	109,5 3,5 0 113	115 3 2 118	118 14 0 132	140 7 8 147	158,5 6 11,5 164,5	164,5 14 0 178,5			
II	109,5 2 17,5 111,5	113 3,5 1,5 116,5	118 3 1,5 121	132 7,5 11 139,5	147 7 7,5 154	164,5 3 10,5 167,5	178,5 6,5 11 185			
III	111,5 0,5 16 112	116,5 3,5 4,5 120	121 3 1 124	139,5 10,5 15,5 150	154 7 4 161	167,5 4,5 6,5 172	185 5 13 190			
IV	112 0,5 7 112,5	120 3,5 7,5 123,5	124 3 0,5 127	150 7,5 23 157,5	161 7 3,5 168	172 3 4 175	190 4 15 194			
V	112,5 2 0 114,5	123,5 3,5 9 127	127 3 0 130	157,5 10,5 27,5 168	168 7 0 175	175 4,5 0 179,5	194 8 14,5 202	202 2,5 204,5	204,5 2,5 207	207 3 210
ΣT_{ij}	10	17,5	15	50	35	21	37,5	2,5	2,5	3
Зміни	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2
Робітники	6	4	5	5	10	10	16	10	10	10

5. РОЗРАХУНОК ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ СІТЬОВОГО ГРАФІКА

Загальна тривалість будівництва об'єкту — результат розрахунку матриці та сітьового графіку:

$$T_3 = 210 \text{ днів.}$$

Коефіцієнт щільності потоку визначає ступінь використання фронтів робіт спеціалізованими бригадами. Цей коефіцієнт визначається як відношення сумарної тривалості виконання робіт до такої ж тривалості з урахуванням організаційних перерв:

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 426,5 / (426,5 + 471,5) = 0,475$$

Коефіцієнт суміщення робіт (K_c) визначає величину суміщення робіт, які включені у потік. Цей коефіцієнт обчислюється як різниця між одиницею і відношенням тривалості потоку до сумарної тривалості всіх робіт:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (210 / 426,5) = 0,492$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{зм} = \frac{T_{зм}}{T_{дн}} = (849,5 / 426,5) = 1,99$$

де $T_{зм} = 1 \cdot 1 + 2,5 \cdot 1 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 19 + 2 \cdot 12,5 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 23,5 + 2 \cdot 11,5 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 23 + 2 \cdot 26,5 + 2 \cdot 37 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 17,5 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 50 + 2 \cdot 35 + 2 \cdot 21 + 2 \cdot 37,5 + 1 \cdot 2,5 + 2 \cdot 2,5 + 2 \cdot 3 = 849,5$ — загальна кількість змін;

$T_{дн} = 320,5$ (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{Q_{\max}}{Q_{\text{сер}}} = (72 / 38) = 1,89$$

де $Q_{\max} = 72$ робітника — максимальна денна чисельність робітників;

$N = 1 \cdot 1 + 1,5 \cdot 2 + 12 \cdot 21 + 16 \cdot 8,5 + 32 \cdot 3,5 + 40 \cdot 3 + 44 \cdot 1 + 32 \cdot 5 + 16 \cdot 6 + 8 \cdot 4 + 4 \cdot 2 + 14 \cdot 4 + 18 \cdot 1,5 + 34 \cdot 4 + 40 \cdot 2 + 30 \cdot 1,5 + 20 \cdot 6 + 60 \cdot 9,5 + 50 \cdot 7,5 + 40 \cdot 12 + 52 \cdot 5 + 60 \cdot 3 + 20 \cdot 2 + 8 \cdot 0,5 + 18 \cdot 3 + 28 \cdot 9 + 20 \cdot 3 + 10 \cdot 10 + 30 \cdot 17,5 + 50 \cdot 6 + 62 \cdot 3,5 + 72 \cdot 7 + 52 \cdot 4,5 + 32 \cdot 22,5 + 20 \cdot 8 = 7903$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Q_{\text{сер}} = N / T_3 = 7903 / 210 = 38$ (робітників) — середня чисельність робітників.

6. РОЗРАХУНОК КАЛЬКУЛЯЦІЙ

Таблиця 6.1

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ з/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу <u>люд.год.</u> <u>маш.год</u>	Розцінка грн.	Трудо- міст.	Заробіт-на плата, грн..	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 4т масою до 6т масою до 10т масою до 13т	1—5	100т	0,7 0,34 6,66 2,66	<u>4,6</u> 2,3 <u>3,8</u> 1,9 <u>3,2</u> 1,6 <u>3</u> 1,5	77,30 63,86 53,78 50,42	<u>3,22</u> 1,61 <u>2,66</u> 1,33 <u>21,31</u> 10,66 <u>7,98</u> 3,99	26,28 44,70 358,17 134,12	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2.	Установка колон стріловим краном у стакани фундаментів масою до 4т масою до 6т масою до 10т масою до 15т	4—1—4	шт.	20 6 75 22	<u>4,3</u> 0,86 <u>5,5</u> 1,1 <u>7</u> 1,4 <u>9</u> 1,8	83,45 106,73 135,84 174,65	<u>86</u> 17,2 <u>33</u> 6,6 <u>525</u> 105 <u>198</u> 39,6	1669,00 640,38 10188,00 3842,30	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3.	Заробка стиків колон з фундам.: а) приймання бетонної суміші із кузова автосамоскиду до поворотної баді б) подача бетонної суміші до місця укладання стріловим краном в) заробка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4—1—54 1—6 4—1—25	100м³ м³ 1стик	0,2 19,63 123	8,2 <u>0,58</u> 0,29 1,2	137,80 9,74 23,59	1,64 <u>11,4</u> 5,69 147,6	27,56 191,20 2901,57	Бетонник 2р-1 Такелажник 2р-2 Монтажник 4р-1 3р-1

1036,15 20023,28

190,85

Норма часу на влаштування 1 колони: $N_{\text{ч}} = 1036,15 / 123 = 8,42$ люд.-год.

$P = 20023,28 / 123 = 162,79$ грн.

Таблиця 6.2

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№ з/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кільк.	Норма часу <u>люд.год.</u> <u>маш.год</u>	Розцінка грн.	Труд-ть <u>люд.год</u> <u>маш.год</u>	Зар. плата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Розвантаження підкранових балок краном масою до 5т масою до 13т	1-5	100т	4,37 2,11	<u>4,2</u> 2,1 <u>3</u> 1,5	70,58 50,42	<u>18,35</u> 9,18 <u>6,33</u> 3,17	308,43 106,39	Такелажни к 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка підкранових балок краном в проектне положення масою до 5т масою до 11т	4-1-6 п.3	1ел.	104 18	<u>6,5</u> 1,3 <u>7,5</u> 1,5	126,14 145,55	<u>676</u> 135,2 <u>135</u> 27	13118,5 6 2690,90	Монтажни к 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Електрозварювання стиків	22-1-6	10п. м	13,4 2	2,5	52,1	33,55	699,18	Електрозв. 4р-1

869,23 16923,46
174,55

Норма часу на 1 елемент: $H_ч = 869,23 / 122 = 7,12$ люд.-год.

$P = 16923,46 / 122 = 138,72$ грн.

Таблиця 6.3

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ п/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниц і виміру	Кільк	Норма часу <u>люд.год.</u> маш.год	Розцінка грн.	Труд-ть <u>люд.год</u> маш.год	Зарплат а, грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Розвантаження ферм краном з розкладкою в касети масою до 15т до 13т до 10т	1-5	100т	1,64 3,36 2,43	<u>2,8</u> 1,4 <u>3</u> 1,5 <u>3,2</u> 1,6	47,05 50,42 53,78	<u>4,59</u> 2,3 <u>10,8</u> 5,4 <u>7,78</u> 3,89	77,16 169,41 130,69	Такелаж- ник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Укрупнююча збірка ферм прогоном 24м	4-1-5 Пр-1	шт.	41	<u>16,8</u> 2,8	350,11	<u>436,8</u> 72,8	9102,86	Монтажн. 6р-1, 4р-2 3р-1, 2р-1 Електрозв. 5р-1 Машин.6р- 1
3	Улаштування ферм у проектне положення краном довжиною 18м 24м	4-1-6	1ел	30 41	<u>8</u> 1,6 <u>9,5</u> 1,9	166,72 197,98	<u>240</u> 48 <u>389,5</u> 77,9	5001,60 8117,18	Монтажн. 6р-1, 5р-1 4р-1, 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Електрозварювання стиків кроквяних ферм з колонами	22-1-6	10м.п. шва	10,65	2,5	52,1	26,63	554,87	Електроз. 4р-1
5	Розвантаження плит краном з ро-зкладкою в касе-ти масою до 1,5т масою до 6т	1-5	100т	10,19 7,49	<u>8,8</u> 4,4 <u>3,8</u> 1,9	147,88 63,86	<u>89,67</u> 44,84 <u>28,46</u> 14,23	1506,90 478,31	Такелажн . 2р-2 Машиніст 6р-1
6	Монтаж плит покриття площею до 10 м ² площею до 20 м ²	4-1-7	1ел 1ел	728 144	<u>0,84</u> 0,21 <u>1</u> 0,25	15,51 18,46	<u>611,52</u> 152,88 <u>144</u> 36	11291,2 8 2658,24	Монтажн. 4р-1,3р-2 2р-1 Машин.6р- 1
7	Електрозварювання монтажних стиків плит покриття з ферм	22-1-6	10м шва	21,8	2,5	52,1	54,5	1135,78	Електр. 4р-1

8	Зняття монтажних гойдалок та драбин	5-1-2 П.7.9	шт.	97	<u>0,37</u>	7,27	<u>35,89</u>	705,19	Монтажн. 4р-2,3р-1
				97	<u>0,18</u>		<u>17,46</u>		
			шт.		<u>0,62</u>	12,19	<u>60,14</u>	1182,43	
					<u>0,31</u>		<u>30,07</u>		

2140,28 41930,75

505,77

Норма часу на 1 елемент ЗБК: $N_q = 2140,28 / 943 = 2,27$ люд.-год.

$P = 41930,75 / 943 = 44,66$ грн.

Таблиця 6.4

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№ з/п	Назва робіт	Обґрунт по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кільк.	Норма часу <u>люд.год.</u> <u>маш.год</u>	Розцінк а грн.	Труд-ть <u>люд.год</u> <u>маш.год</u>	Заплата грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Розвантаження стінових панелей краном з роз-кладкою в касети масою до 2т масою до 5т	1-5	100т	10,29 7,49	<u>7,2</u> 3,6 <u>4,2</u> 2,1	121,00 70,58	<u>74,95</u> 37,48 <u>29,44</u> 14,72	1259,61 494,77	Такелаж н. 2р-2 Машиніс т 6р-1
2	Установка стіно- вих панелей у про-ектне положення краном, S до 10 м ² S до 15 м ²	4-1-8	шт.	542 146	<u>3</u> 0,75 <u>4</u> 1	90,75 78,63	<u>1644</u> 411 <u>584</u> 146	49731,0 0 11479,9 8	Монтажни к 5р-1, 4р- 1 3р-1, 2р- 1 Машиніс т 6р-1
3	Електрозварюван. стиків стінових панелей з колонами	22-1-6 т.2	10м.п. шва	13,88	2,5	52,1	34,7	723,15	Електрозв. 4р-1
4	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою в касе-ти масою до 1т масою до 3т	1-5	100т	0,29 0,32	<u>12</u> 6,1 <u>5,4</u> 2,7	201,66 90,75	<u>3,48</u> 1,77 <u>1,73</u> 0,86	58,48 29,04	Такелажн. 2р-2 Машиніс т 6р-1
5	Встановлення фун-даментних балок до проектного положення масою до 1,5т масою до 3т	4-1-6 т.2	1ел	42 11	<u>1,1</u> 0,22 <u>1,9</u> 0,38	21,35 39,60	<u>46,2</u> 9,24 <u>20,9</u> 4,18	896,70 435,60	Монтажни к 5р-1, 4р- 1 3р-2, 2р- 1

									Машиніс т 6р-1
6	Розвантаження елементів воріт: масою до 1,5т до 6т	Е1-5	100т	0,17 0,32	<u>8,8</u> 4,4 <u>3,8</u> 1,9	147,8 8 63,86	<u>1,5</u> 0,75 <u>1,22</u> 0,61	25,14 20,44	Такелаж н. 2р-2 Машиніс т 6р-1
7	Монтаж з/б елементів воріт	Е4-1-6	1 ел.	6 12	<u>2,8</u> 0,56 <u>1,4</u> 0,28	58,35 27,17	<u>16,8</u> 3,36 <u>16,8</u> 3,36	350,10 326,04	Монтажни к 6р-1, 5р-1 4р-1, 3р- 1 2р.-1 Машиніс т 6р-1
8	Електрозварюв ання стиків елементів воріт	22-1-6 т.2	10м.п. шва	0,36	2,5	52,1	0,9	18,76	Електрозв. 4р-1

2476,62 65848,81
633,33

Норма часу на 1 елемент: $N_q = 2476,62 / 759 = 3,24$ люд.-год.
 $P = 65848,81 / 759 = 86,08$ грн.

Таблиця 6.5

Калькуляція витрат на заробку стиків конструкцій огорожі

№	ЕНи Р	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, хв	Розцінка, грн	Трудоміст люд-год ман-год	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	4-1-28	Конопатка, зачеканка і розшивка швів між сті-новими панелями це- ментним розчином з підвісної люльки ззо-вні будівлі з установ-кою та переміщенням підвісної люльки	10м шва	534,2 4	2,7	56,27	1442,45	30061,6 8	Монтажни к 4р-1

2	4-1-28	По п.1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	10м шва	463,2	1,22	25,42	565,10	11774,54	Монтажник 4р-1
---	--------	--	---------	-------	------	-------	--------	----------	----------------

2007,55 41836,22

Норма часу на 10 п.м. шва: $N_{\text{ч}}=2007,55/997,44=2,01$ люд.-год.

$P=41836,22/997,44=41,94$ грн.

Таблиця 6.6

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу люд-год маш-год	Розцінка, грн	Трудомістк люд-год маш-год	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	4-1-54	Приймання бетону з кузова автосамоскиду у баддю	100м ³	0,46	8,2	137,80	3,77	63,39	Бетонник 2р-2
2	8-1-13	Подавання суміші бе-тононасосом продук-тивністю 1 м ³ /год.	м ³	45,89	$\frac{2,5}{1,2}$	42,01	$\frac{114,73}{55,07}$	1927,84	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1
3	4-1-19	Заливка стиків плит покриття бетонн. розчином	100м шва	50,28	4	78,63	201,12	3953,52	Монтажник 4р-1 3р-1

319,62 5944,75
55,07

Норма часу на 100 м шва:

$N_{\text{ч}}=319,62/50,28=6,36$ люд.-год.

$P=5944,75/50,28=118,23$ грн.

7. Розрахунок потреби в тимчасових адміністративних та санітарно-побутових будівлях

Проектування тимчасових будівель для будівельного майданчика є невід'ємною частиною організації будівельного виробництва. Цей процес включає наступні послідовні етапи:

1. Визначення чисельності персоналу. На цьому етапі розраховується загальна кількість працівників, які будуть залучені на майданчику, включаючи робітників, інженерно-технічний персонал (ІТП), службовців та молодший

обслуговуючий персонал (МОП). Це є основою для подальшого розрахунку необхідних площ та кількості приміщень.

2. Формування переліку тимчасових будівель. На підставі визначеної чисельності персоналу та функціональних потреб складається перелік необхідних тимчасових будівель. Важливо класифікувати ці будівлі за джерелом фінансування:
 - Титульні будівлі: враховуються на балансі замовника та фінансуються з титульних списків капітального будівництва.
 - Нетитульні будівлі: перебувають на балансі будівельно-монтажної організації (БМО) та фінансуються з її накладних витрат.
3. Функціональна класифікація тимчасових будівель. Тимчасові будівлі класифікуються за їхнім функціональним призначенням для забезпечення належної організації будівельного процесу:
 - Виробничі: майстерні, склади для матеріалів та обладнання.
 - Громадські: їдальні, медичні пункти, пункти обігріву.
 - Складські: для зберігання будівельних матеріалів, інструментів.
 - Службові: офіси ІТП, диспетчерські, прохідні.
 - Санітарно-побутові: гардеробні, душові, умивальники, туалети.
4. Класифікація тимчасових будівель за конструктивними особливостями. Ця класифікація важлива для вибору типу будівель та методів їх транспортування/монтажу:
 - Інвентарні тимчасові будівлі: призначені для багаторазового використання та можуть бути:
 - Збірно-розбірними (модульними).
 - Контейнерними.
 - Пересувними (на шасі).
 - З легкими оболонками.
 - Неінвентарні будівлі: споруджуються безпосередньо на майданчику з місцевих матеріалів для одноразового використання.

Зазначені кроки забезпечують систематизований підхід до проектування тимчасових будівель, гарантуючи їх відповідність функціональним, фінансовим та конструктивним вимогам будівельного проекту.

Визначення чисельності робітників

Для розрахунку необхідних площ санітарно-побутових та адміністративних приміщень проводиться детальний аналіз чисельності персоналу:

- Максимальна кількість робочих за графіком руху: 73 особи.
- Загальна чисельність працюючих на будівництві: Розраховується з урахуванням робітників як 85% від загальної чисельності. 85 особи Тут вказано результат, а не формула. Якщо потрібно, формула: $73 \cdot 0.85 \approx 85.7 \approx 86$ осіб (з округленням до цілого).
- Чисельність охорони та МОП: Становить 3% від загальної чисельності працюючих. $85 \cdot 0.03 = 3.52 \approx 4$ особи.
- Чисельність ІТП та службовців: Визначається як різниця між загальною чисельністю працюючих та сумою робітників, охорони та МОП. $85 - 73 - 4 = 8$ осіб.

Розподіл чисельності персоналу за першою зміною (найбільш чисельною зміною):

- Робітники в першу зміну: 70% від максимальної кількості робочих. $73 \cdot 0.70 = 51.4 \approx 51$ робітників.
- ІТП та службовці в першу зміну: 80% від загальної чисельності ІТП та службовців. $8 \cdot 0.80 = 6.4 \approx 6$ осіб.
- Охорона та МОП в першу зміну: 80% від загальної чисельності охорони та МОП. $4 \cdot 0.80 = 3.2 \approx 3$ особи.

Сумарна чисельність працюючих у першу зміну: $51 + 6 + 3 = 60$ осіб.

Розподіл за статтю для першої зміни:

- Жінки: 30% від загальної кількості працюючих у першу зміну. $60 \cdot 0.3 = 18 \approx 18$ осіб.
- Чоловіки: Різниця між загальною чисельністю та кількістю жінок. $60 - 18 = 42$ особи.

Таблиця 7.1

Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працюючих	Норма площі на одного працюючого, м ²	Розрахункова площа, м ²	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м ²	Кількість будівель
1	2	3	4	5	6	7	8
Адміністративні приміщення							
Контора виконроба	9	4	36	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Кабінет техніки безпеки	84	0,2	16,8	9×2,7×3,8	Контейнерна	25,6	1
Охоронна будка	2	4	8	2×2	Неінвентарна	8	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна з лавами	72	0,6	43,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Душова з переддушовою	50	0,82	41	9×2,7×3,8	Контейнерна	45,6	2
Умивальна групова	50	0,06	3	Поєднується з гардеробною			
Туалети – чоловічі – жіночі	43	0,07	3,01	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
	18	0,14	2,52	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для просушки спецодягу	50	0,2	10	6×2,7×2,68	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	61	1	61	9×2,7×3,8	Контейнерна	68,4	3

Їдальня на 50 місць	61	1	61	12×9×3, 9	Збірно-розбірна	70,7	1
Пункт охорони здоров'я	61	0,05	3,05	3×2,7×3, 9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для обігріву працівників	61	0,1	6,1	3×2,7×3, 9	Контейнерна	9,2	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	18	0,12	2,16	3×2,7×3, 9	Контейнерна	8,5	1

8. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВОГО ВОДОПОСТАЧАННЯ

Таблиця 8.1. Споживачі водопостачання

Споживачі води	Найбільша кількість споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну	Питомі витрати води, л	
		Одиниці	Кількість
1	2	3	4
Виробничі потреби:			
Екскаватор	1	маш.-год.	12,5
Бульдозер	1	маш.-доба	450
Кран	1	маш.-доба	550
Автосамоскид	5	маш.-доба	550
Технологічні потреби:			
Оздоблювальні роботи	460,77	м ²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	121,85	м ²	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	58	люд. на зміну	12,5
Душ з переддушовою	58	люд. на зміну	25
Їдальня	58	люд. на зміну	12,5

Розрахунок секундних витрат води та діаметрів тимчасового водопроводу

Цей розділ присвячений розрахунку секундних витрат води для різних потреб на будівельному майданчику та визначенню відповідних діаметрів тимчасового водопроводу.

Секундні витрати води на виробничі та технологічні потреби

Розрахунок секундних витрат води (q) за кожним споживачем на виробничі та технологічні потреби здійснюється за формулою:

$$q_{\text{вир, техн}} = \frac{q_1 \cdot n_1 \cdot K_f \cdot K_1}{3600 \cdot t},$$

де:

- q_1 — питома витрата води на виробничі потреби, [л на одиницю робіт];
- n_1 — число виробничих споживачів (або обсяг робіт) у найбільш завантажену зміну;

- K_f — коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води (приймається 1.5);
- K_1 — коефіцієнт на невраховані витрати води (приймається 1.2);
- t — тривалість роботи, до якої віднесена витрата води, [год].

Розрахунки для окремих споживачів:

- Для екскаватора: $q = 3600 \cdot 113.5 \cdot 1 \cdot 1.5 \cdot 1.2 = 0.00635$ л/с.
- Для бульдозера: $q = 3600 \cdot 24550 \cdot 1 \cdot 1.5 \cdot 1.2 = 0.0104$ л/с.
- Для крану: $q = 3600 \cdot 24450 \cdot 1 \cdot 1.5 \cdot 1.2 = 0.012$ л/с.
- Для автосамоскиду: $q = 3600 \cdot 24450 \cdot 5 \cdot 1.5 \cdot 1.2 = 0.0583$ л/с.

Загальна секундна витрата води на виробничі потреби: $q_{\text{вир}} = 0.00635 + 0.0104 + 0.012 + 0.0583 = 0.0871$ л/с.

Розрахунки для технологічних потреб:

- Оздоблювальні роботи: $q = 3600 \cdot 80.75 \cdot 461.77 \cdot 1.5 \cdot 1.2 = 0.0316$ л/с.
- Улаштування рулонної покрівлі: $q = 3600 \cdot 87.5 \cdot 122.85 \cdot 1.5 \cdot 1.2 = 0.0581$ л/с.

Загальна секундна витрата води на технологічні потреби: $q_{\text{техн}} = 0.0316 + 0.0581 = 0.0897$ л/с.

Розрахункові секундні витрати води на санітарно-побутові потреби

Секундні витрати води на санітарно-побутові потреби приймаються за найбільш завантаженим днем роботи, відповідно до графіку руху робітників. Розрахунок виконується за формулами:

$$q_{\text{госп}} = \frac{q_2 \cdot N_1 \cdot K_{2,\text{год}}}{3600 \cdot t}$$

$$q_{\text{ідал}} = \frac{q_3 \cdot N_1 \cdot K_{2,\text{год}}}{3600 \cdot t}$$

$$q_{\text{душ}} = \frac{q_4 \cdot N_2}{60 \cdot m}$$

де:

- $q_{\text{вир}}$ — питомі витрати води на господарсько-питні потреби та потреби їдальні і душової відповідно, [л на одну людину на зміну];
- N_1 — кількість працюючих у найбільш завантаженому зміні (60 осіб);
- $K_{2,\text{год}}$ — коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води (приймається 2.7);
- T — тривалість робочої зміни, [год].
- N_2 — кількість працюючих, що приймають душ (40% від працюючих у найбільш завантаженому зміні);
- m — тривалість роботи душової установки, [хв].

Розрахунки:

- Господарсько-питні потреби (варіант 1): $q = (12.5 \cdot 60 \cdot 2.7) / (3600 \cdot 8) = 0.07$ л/с.
- Господарсько-питні потреби (варіант 2): $q = (12.5 \cdot 60 \cdot 2.7) / (3600 \cdot 8) = 0.07$ л/с.
- Душові потреби: $q = 25 \cdot 24 / 60 \cdot 45 = 0.222$ л/с. Тут 24 особи ($0.4 \cdot 60 = 24$) та 45 хвилин роботи душової.

Витрати води на пожежогасіння

Витрати води на пожежогасіння ($q_{\text{пож}}$) приймаються 15 л/с. Це значення обґрунтовано одночасною роботою трьох гідрантів, кожен з яких забезпечує 5 л/с. Така витрата є прийнятною, оскільки територія будівельного майданчика (8.06 га) є меншою за 10 га.

Загальні секундні витрати води

Загальні секундні витрати води на будівельному майданчику складають:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{госп}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 15,6306 \text{ л/с}$$

Визначення діаметра тимчасового водопроводу

Діаметр тимчасового водопроводу (D) визначається за формулою:

- Загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{15,5206 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,81 \text{ мм}$$

де V — швидкість руху води в трубах, м/с.

Приймаємо труби загального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

- На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0787) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,72 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

- На санітарно-побутові потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{госп}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,068 + 0,068 + 0,22) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,7}} = 16,33 \text{ мм}$$

Приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

9. Розрахунок тимчасового електропостачання

На будівельному майданчику електроенергія є критично важливим ресурсом, що використовується для широкого спектру цілей. Основні категорії споживання електроенергії включають:

1. Виробничі потреби: Сюди відноситься електроенергія для технологічних процесів, таких як підігрів будівельних матеріалів, розморожування мерзлого ґрунту, а також електропрогрів бетону та цегляної кладки в холодну пору року.
2. Живлення електродвигунів: Електроенергія необхідна для забезпечення роботи електродвигунів будівельних машин, механізмів та установок, що застосовуються на майданчику.
3. Освітлення: Включає як внутрішнє освітлення приміщень, так і зовнішнє освітлення робочих зон, під'їзних шляхів та загальної території будівництва для забезпечення безпеки та ефективності робіт у темний час доби.

Для забезпечення всіх цих потреб на будівельному майданчику встановлюється тимчасова трансформаторна підстанція відповідного типу. Її розрахункова потужність ($P_{\text{розр}}$) визначається шляхом сумування потужностей усіх споживачів, враховуючи максимальне одночасне споживання електроенергії:

$$P = \frac{\alpha}{\cos\psi} (\Sigma P_c \cdot K_{1n} + \Sigma P_m \cdot K_{2n} + \Sigma P_{os} \cdot K_{3n} + \Sigma P_{oz} \cdot K_{4n} +)$$

де α — коефіцієнт втрати потужності в мережі в мережах в залежності від їх довжини, ;

P_c — силова потужність машини або установки, кВт;

P_m — потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

P_{os} — потрібна потужність на внутрішнє освітлення приміщень, кВт;

P_{oz} — потрібна потужність на зовнішнє освітлення, кВт;

$K_{1n}, K_{2n}, K_{3n}, K_{4n}$ — коефіцієнти попиту, які залежать від кількості споживачів;

$\cos\psi$ — коефіцієнт потужності, в середньому рівний 0,75.

Цей розрахунок дозволяє визначити оптимальну потужність трансформаторної підстанції для забезпечення стабільного та ефективного електропостачання будівельного майданчика.

Таблиця 9.1. Потреби електроенергії за споживачами

Споживачі	Одиниця виміру	Кількість	Норма на одиницю потужності, кВт	Загальні витрати P_c , кВт	Коефіцієнт попиту, K_{1n}
1	2	3	4	5	6
1. Монтажний кран КС-7361	шт.	1	70	70,5	0,7
2. Монтажний кран КС-7362	шт.	1	70	70,5	0,7
3. Монтажний кран МКТ-6-45	шт.	1	30	30	0,7
4. Люлька ЛЕ-100-300	шт.	1	1,6	1,6	0,15
5. Електричний фарбопульт СО-61	шт.	1	0,27	0,27	0,15
6. Зварювальний трансформатор ТД-30У2	шт.	2	17,5	35	0,35
7. Вібратор ИБ-47	шт.	2	1,2	2,4	0,15

Таблиця 9.2. Електричне освітлення внутрішнє

Споживачі	Загальна площа, м ²	Норма потужності на освітлення 1м ² , Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	3	4	5
1. Гардеробна з умивальною	70,7	15	1,061
2. Душова з переддушовою	64,8	15	0,972
3. Приміщення для обігріву працівників	8,5	15	0,128
4. Приміщення для відпочинку працюючих	91,2	15	1,368
5. Туалет чоловічий	8,5	15	0,128
6. Туалет жіночий	8,5	15	0,128
7. Їдальня	70,7	15	1,061
8. Контора виконроба	70,7	15	1,061
9. Охоронна будка на в'їзді	8	15	0,12
10. Кабінет техніки безпеки	25,6	15	0,384
11. Кабінет техніки безпеки	8,5	15	0,128
12. Приміщення для особистої гігієни жінок	16,2	15	0,243
13. Приміщення для просушки спецодягу	8,5	15	0,128
14. Пункт охорони здоров'я	10	3	0,3
14. Закритий склад			
Разом			7,21

Таблиця 9.3. Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Одиниці вимірювання.	Загальна площа, м ² (довжина, м),	Освітлення, лк	Норма потужності на 1 м ² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгеплану)	м ²	60570	2	0,4	24,23
Площа будівлі (монтажна зона)	м ²	9144	20	3	27,43
Головні проходи та проїзди	км	1,2	3	5	6
Охоронне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Аварійне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Разом					60,66

$$P = (1,1/0,75) \cdot ((70 \cdot 0,7 + 70 \cdot 0,7 + 30 \cdot 0,7 + 1,6 \cdot 0,15 + 0,27 \cdot 0,15 + 35 \cdot 0,35 + 2,4 \cdot 0,15) + 6,64 \cdot 0,8 + 60,66) = 290,19 \text{ (кВт)}$$

На будівельному майданчику для забезпечення електроенергією всіх споживачів використовуються дві трансформаторні підстанції КТПН-72М-160, що забезпечують загальну потужність 320 кВт. Кожна підстанція оснащена трансформаторами типу ТМ 160/10, кожен вагою 1.31 тонни. Для прийому та розподілення електроенергії до кінцевих споживачів встановлені розподільні шафи серії СП-62 та СПУ-62.

Розрахунок кількості прожекторів

Кількість прожекторів для освітлення будівельного майданчика розраховується за формулою:

$$n = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_{\lambda}},$$

де p — питома потужність при освітленні прожекторами ПЗС-45, $p = 0,2 \dots 0,3 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{лк)}$

E — освітленість, лк; $E = 2 \text{ лк}$;

S — площа, яку освітлюють; $S = 62514 \text{ м}^2$;

P_{λ} — потужність лампи прожектора, ПЗС-45 $P_{\lambda} = 500 \text{ Вт}$;

$$n = 0,2 \cdot 2 \cdot 60570 / 500 = 48 \text{ шт.}$$

Встановлюємо по дві лампи на одній опорі.

Для додаткового освітлення місць монтажу встановлюємо на пересувні освітлювальні щогли прожектори у кількості:

$$n = 0,2 \cdot 20 \cdot 9144 / 500 = 74 \text{ шт.}, \text{ які встановлюють на 14 пересувних освітлювальних щоглах по 5-6 штук.}$$

Використання трансформаторних підстанцій та відповідних розподільних шаф, а також оптимальне розміщення прожекторів забезпечить надійне електропостачання та необхідний рівень освітлення на будівельному майданчику для безпечного та ефективного виконання робіт.

10. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВИХ СКЛАДІВ

Таблиця 10.1. Відомість потреби на стадії монтажу в матеріалах, напівфабрикатах і виробих

№ з/п	Таблиця ДБН	Назва робіт	Вимірник	Кількість	Назва потрібних матеріалів	Одиниця виміру	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	7-5-4	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 4т	100шт т	0,18	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м³ м³	100 0,296 0,017 0,3 9,7	18 0,05328 0,00306 0,054 1,746
2.	7-5-12	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 6т	100шт т	0,02	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м³ м³	100 0,377 0,022 0,3 13,8	2 0,00754 0,00044 0,006 0,276
3.	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100шт т	0,28	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м³ м³	100 0,444 0,026 0,32 17,2	28 0,12432 0,00728 0,0896 4,816
4.	7-5-15	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 15т	100шт	0,36	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м³ м³	100 0,444 0,026 0,35 18	36 0,15984 0,00936 0,126 6,48
5.	7-9-12	Монтаж підкранових балок масою до 5т	100шт.	0,32	-підкран. балки -монт.вирорби -електроди	шт. т т	100 1,81 0,33	32 0,5792 0,1188
6.	7-9-14	Укладання підкранових балок масою до 11 т	100шт.	0,36	-підкр.балки -вироби мон-ні -електроди	шт. т т	100 3,72 0,35	36 1,3392 0,126
7.	7-12-5	Укладання балок прогоном 12м	100шт	0,18	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,1 П	18 0,018
8.	7-12-21	Монтаж кроквяних ферм прольотом 24м	100шт.	0,21	-ферми -електроди -монт.вирорби	шт. т т	100 0,16 3,52	21 0,0336 0,7392
9.	7-13-2	Монтаж плит покриття довжиною до 6м, площею до 10м², при масі кроквяних конструкцій до 15т	100шт.	1,28	-плити -проволока -руберойд -електроди -рогожа -лісоматер. -вироби мон. -бетон -розчин.	шт. т м² т м² м³ т м³ м³	100 0,0148 56,2 0,02 62,9 0,299 0,06 6,6 0,2	128 0,018944 71,936 0,0256 80,512 0,38272 0,0768 8,448 0,256

10.	7-13-15	Монтаж плит покриття довжиною до 12м, площею до 20м ² , при масі кроквяних конструкцій до 30т	100 шт.	2,88	-плити -проволока -руберойд -електроди -рогожа -лісоматер. -вироби мон. -бетон -розчин.	шт. т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,026 95,29 0,03 89,3 0,582 0,07 13 0,6	288 0,07488 274,4352 0,0864 257,184 1,67616 0,2016 37,44 1,728
11.	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6м	100 шт.	0,28	-фундам. балки -бетон -розчин -лісоматеріали -щити -цвяхи -солідол	шт. м ³ м ³ м ³ м ² т т	100 3,05 0,42 0,06 5,65 0,00276 0,00934	28 0,854 0,1176 0,0168 1,582 0,0007728 0,0026152
12.	7-1-16	Монтаж фундаментних балок більш 6м	100 шт.	0,12	-фундам. балки -бетон -розчин -лісоматеріали -щити -цвяхи -солідол	шт. м ³ м ³ м ³ м ² т т	100 2,84 0,52 0,065 11,03 0,00558 0,0163	12 0,3408 0,0624 0,0078 1,3236 0,0006696 0,001956
13.	7-16-1	Монтаж зовнішніх панелей стін довжиною до 7м, площею до 10м ²	100 шт.	4,72	-панелі -вироби монт. -електроди	шт. т т	100 0,2 0,1	472 0,944 0,472
14.	7-16-5	Монтаж зовнішніх панелей стін довжиною більш 7м, площею до 15м ²	100 шт.	1,2	панелі вироби монт. електроди	шт. т т	100 1,4 0,08	120 1,68 0,096
15.	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей цементним розчином	100 м	53,42	-розчин	м ³	0,84	44,8728

Таблиця 10.2. Зведена відомість потреби в матеріалах, виробих і конструкціях

№	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1.	Колони крайні	шт.	50
2.	Колони середні	шт.	14
3.	Колони фахверкові	шт.	20
4.	Підкранові балки, 6 м	шт.	32
5.	Підкранові балки, 12 м	шт.	36
6.	Ферми 24 м	шт.	21
7.	Балки 12 м	шт.	18
8.	Плити покриття, 6 м	шт.	128
9.	Плити покриття, 12 м		288
10.	Фундаментні балки до 6м	шт.	28
11.	Фундаментні балки до 12м	шт.	12
12.	Стінові панелі довжиною до 7м, площею до 10 м ²	шт.	472
13.	Стінові панелі довжиною до 12м, площею до 15 м ²	шт.	120
14.	Стійки воріт	шт.	10
15.	Ригелі воріт	шт.	5
16.	Бетон	м ³	49,582
17.	Розчин	м ³	47,0368
18.	Вироби монтажні	т	5,56
19.	Електроди	т	0,99654
20.	Лісоматеріали	м ³	2,35908
21.	Щити	м ²	2,9056
22.	Цвяхи	т	0,00144
23.	Рогожа	м ²	80,512
24.	Прокат	т	0,34498
25.	Проволока	т	0,09382
26.	Руберойд	м ²	603,555

Таблиця 10.3. Розрахунок площ тимчасових складів

№ п./п.	Найменування матеріалів, конструкцій і деталей	Одиниця виміру	Час використання в днях	Потреба		Коефіцієнти		Норма запасу в днях	Запас матеріалів, що підлягає зберіганню	Норма зберігання матеріалу на 1 м ² підлоги складу	Розрахункова площа складу, м ²	Коефіцієнти на проходи і проїзди	Загальна розрахункова площа складу, м ²	Прийнята площа складу, м ²	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	нерівномірності надходження матеріалів	нерівномірності використання матеріалів								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Колони	м ³	8,5	310,36	36,51	1,1	1,3	4	208,84	0,80	261,05	1,25	326,31	28×12	відкр.
2	Підкранові балки	м ³	5,5	219,8	39,96	1,1	1,3	2	114,3	0,50	162,31	1,2	228,59	19×12	відкр.
3	Кроквяні ферми і балки	м ³	13,5	144,6	10,71	1,1	1,3	2	30,63	0,07	437,63	1,2	525,15	72×12	відкр.
4	Плити покриття	м ³	13,5	658,24	48,76	1,1	1,3	3	209,17	0,50	418,35	1,2	331,55		відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м ³	22	1243,8	56,54	1,1	1,3	5	404,24	1,00	404,24	1,2	485,08	42×12	відкр.
6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	32	0,99654	0,031	1,1	1,3	5	0,223	0,50	0,445	1,2	0,53	2×5	закр.
7	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	32	5,56	0,71	1,1	1,3	5	5,06	0,70	7,23	1,2	8,68		закр.
8	Дріт сталевий і цвяхи	т	22	0,09526	0,004	1,1	1,3	5	0,29	2,50	0,12	1,2	0,139		закр.
9	Металопродукт	т	8,5	0,34498	0,041	1,1	1,3	5	0,18	1,50	0,12	1,2	0,14	9,5×10	навіс
10	Дошки обрізні із хвойних порід	м ³	27	2,35908	0,087	1,1	1,3	5	0,625	1,25	0,39	1,2	0,469		навіс
11	Руберойд підкладочний з пиловидною підсипкою РПП-300Б	м ²	22	603,555	27,43	1,1	1,3	5	196,15	2,50	78,46	1,2	94,15		навіс
12	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м ²	22	2,9056	0,132	1,1	1,3	5	0,944	20,00	0,047	1,2	0,057		навіс

11. Опис будівельного генерального плану (БГП)

На стадії монтажних робіт розробляється будівельний генеральний план (БГП), який є основним графічним документом, що відображає організацію будівельного майданчика. БГП включає:

- Контури будівлі: Проектовані межі споруди.
- Монтажна зона: Територія, що охоплює 5 м від контуру будівлі, призначена для монтажу, зокрема, верхніх стінових панелей. Ця зона позначається штриховою лінією на БГП, на місцевості – попереджувальними написами та знаками. Роботи крана в монтажній зоні виконуються за нарядом-допуском.
- Робоча зона крана: Визначається радіусом його максимального робочого вильоту і позначається для кожної характерної стоянки.
- Небезпечна зона: Простір, де можливе падіння вантажу з урахуванням розсіювання. Межа небезпечної зони ($R_{нз}$) розраховується за формулою: $R_{нз} = R_{max} + 0.5 \cdot l_{max} + l_{без}$ де:
 - R_{max} — максимальний робочий виліт стріли крана;
 - $0.5 \cdot l_{max}$ — половина довжини найбільшого переміщуваного вантажу;
 - $l_{без}$ — додаткова відстань для безпечної роботи, яка дорівнює:
 - $0.3h + 1$ м при висоті підйому вантажу $h \leq 10$ м;
 - рівна монтажній зоні при більшій висоті.

Організація інфраструктури майданчика

- Внутрішньомайданчикові дороги: Тимчасові дороги, що влаштовуються в підготовчий період. Ширина може бути односторонньою (3.5 м) або двосторонньою (6 м). Радіус закруглення на поворотах становить 8–12 м (для великорозмірних тягачів — до 18–30 м). Між дорогами та складом — не менше 0.5 м, до огороження — 1.5 м. У даному проекті тимчасові дороги навколо будівлі виконані з дорожніх бетонних плит, інші — підсипні. У місцях роботи кранів та інших небезпечних зонах встановлюються попереджувальні знаки та обмеження швидкості. Розкладка конструкцій та матеріалів здійснюється на тимчасових майданчиках складування.
- Тимчасові адміністративно-побутові будівлі: Розміщуються поза небезпечною зоною, поблизу в'їзду на будівельний майданчик, утворюючи побутове містечко. Відстань між заблокованими будівлями — не менше 1.5 м, між групами заблокованих будівель — понад 10 м. Відстань від дороги до будівель — не менше 1.5 м.
- Тимчасові електромережі: Відображаються на схемі та включають трансформаторні підстанції та розподільні шафи. Радіус обслуговування однієї розподільчої шафи становить 25 м. Кабельні мережі для освітлення та електропостачання прокладаються на глибині 0.8 м. Для електродвигунів та технологічних потреб використовується напруга 380 В, для освітлення — 220 В.
- Тимчасове водозабезпечення: Організовано за кільцевою схемою. Пожежні гідранти встановлюються на відстані не більше 100 м один від

одного, не ближче 1.5 м від дороги та не ближче 5 м від будівлі. Фонтанчики для питного водопостачання розміщуються на відстані до 75 м від робочих місць та в побутовому містечку.

12. Техніко-економічні показники БГП

При проектуванні будівельного генерального плану визначаються наступні техніко-економічні показники:

- Коефіцієнт забудови (K_z): Співвідношення площі забудови об'єктів до загальної площі території за генеральним планом.
 - $K_z = F_2 / F_1 = 9154/60580 = 0,151$;
 - F_1 — загальна площа території за генеральним планом, 60580 м²;
 - F_2 — площа забудови об'єктів, що будуються, 9154 м².
- Коефіцієнт використання площі території ($K_{вик}$): Відображає ефективність використання будівельного майданчика, враховуючи площі, зайняті тимчасовими будівлями, спорудами, залізницями та автодорогами.

$$K_{вик} = (F_2 + F_{т.б.}) / F_1 = (9154 + (608,5 + 7065))/60580 = 0,277;$$

- $F_{т.б.}$ — площа, зайнята тимчасовими будівлями та спорудами, залізницями й автодорогами (608.5 м² та 7065 м²).

Додаткові кількісні показники інфраструктури:

- Довжина тимчасових доріг: 1060 м.
- Довжина тимчасових мереж водопостачання: 870 м.
- Довжина тимчасових мереж електропостачання: 1850 м.

13. Заходи з техніки безпеки та охорони праці

Загальне положення: Безпека на будівельному майданчику є критичним системним компонентом, що інтегрований у всі фази будівельного процесу.

1. Безпека монтажних операцій

Принципи та вимоги:

1. Стабілізація конструкцій: кожен елемент конструкції має бути надійно закріплений гнучкими розтяжками. Це забезпечує геометричну незмінність та стійкість конструкції, запобігаючи її розтягуванню та обертанню під час монтажу. Розтяжки необхідно фіксувати до стабільних опор, розташованих поза зонами руху будівельної техніки та транспортних засобів.
2. Інтеграція монтажних пристосувань: усі необхідні навісні драбини та інші монтажні пристосування повинні бути встановлені та надійно закріплені на конструкціях до їх підняття. Високі навісні драбини обов'язково обладнуються засобами безпеки, такими як фали для запобіжних поясів та огороження, що мінімізує ризики падіння.
3. Сигналізація та комунікаційний протокол: перед початком монтажних робіт має бути чітко визначений та встановлений протокол обміну умовними сигналами між керівником монтажу та машиністом крана. Всі сигнали повинні подаватися виключно однією уповноваженою особою

для уникнення неоднозначності. Надійний зв'язок є обов'язковим, особливо у випадках, коли конструкція знаходиться поза зоною прямої видимості кранівника, що забезпечує координацію та оперативне реагування.

4. Допуск до верхолазних робіт: до самостійного виконання верхолазних робіт допускаються особи, що відповідають суворим критеріям: встановлений вік, підтверджений стан здоров'я (після медичного огляду), наявність відповідної кваліфікації та підтвердженого досвіду. Працівники, які вперше виконують верхолазні роботи, повинні працювати під постійним наглядом досвідчених фахівців.
5. Безпека електрозварювальних робіт: персонал, що виконує електрозварювальні роботи, повинен мати відповідну кваліфікацію та професійну підготовку. Обов'язковою вимогою є знеструмлення електрозварювального обладнання під час підключення/відключення, а також його надійне заземлення.
6. Фарбування та антикорозійний захист: первинне фарбування та антикорозійний захист конструкцій повинні виконуватися до їх підняття на проектну відмітку. Після монтажу дозволяється лише фінішне фарбування та антикорозійний захист в місцях стиків та з'єднань конструкцій.

2. Безпека переміщення та складування вантажів. Організація безпечної роботи на будівельному майданчику

Обов'язкові вимоги до вантажно-розвантажувальних робіт та складування:

- Вантажно-розвантажувальні операції:
 - Категорично забороняється стропування вантажу, що перебуває у нестабільному положенні.
 - Перед завантаженням/розвантаженням залізобетонних конструкцій (панелей, блоків) обов'язковий ретельний огляд та очищення монтажних петель від залишків бетону для забезпечення надійного зчеплення.
- Підбір вантажозахоплювальних пристосувань: Перед підйомом вантажу необхідно коректно підбирати вантажозахоплювальні пристосування, враховуючи його масу та геометричні характеристики. Стропи повинні мати достатню кількість гілок та довжину, забезпечуючи кут між гілками не більше 90° та відповідність вантажопідйомності підйомної конструкції.
- Експлуатація стрілових самохідних кранів: Перед підйомом вантажу обов'язкова перевірка показників вантажопідйомності крана та забезпечення відповідності вильоту стріли масі вантажу, згідно з інструкціями оператора.
- Складування вантажу:
 - Вантаж слід розміщувати рівномірно, не порушуючи встановлені габарити складування, та уникати загородження проходів і проїздів.

- Матеріали та конструкції розміщуються на рівних, підготовлених майданчиках, що виключають самовільне зміщення, осідання, обвалення або розкочування.
- Майданчики для складування повинні бути обов'язково обладнані системами стоку поверхневих вод.
- Категорично забороняється складування матеріалів та виробів на неуцільнених насипних ґрунтах через ризик просідання та втрати стійкості.

Специфічні вимоги до складування матеріалів:

- Стінові панелі: укладаються в спеціалізовані касети або піраміди для забезпечення стабільності.
- Плити перекриття: складаються у штабелі висотою не більше 2.5 м з обов'язковим використанням підкладок та прокладок.
- Колони та підкранові балки: складаються у штабелі висотою до 2.0 м на підкладках з прокладками.
- Кроквяні та підкроквяні ферми: розміщуються на металевих кондукторах, що забезпечують їх форму та стабільність.
- Дрібносортний метал: складається у стелажі висотою не вище 1.5 м.
- Регулювання руху автотранспорту:
 - На вантажно-розвантажувальних майданчиках відстань між автомобілями, що стоять один за одним, повинна бути не менше 1.0 м.
 - Відстань між автомобілями, що стоять поруч, — не менше 1.5 м.
 - Відстань між вантажним автомобілем біля будівлі та заднім бортом/граничною межею вантажу — не менше 0.5 м.
 - Відстань між автомобілем та стелажем вантажу — не менше 1.0 м.
 - Внутрішні автомобільні шляхи обов'язково обладнуються дорожніми знаками відповідно до Правил дорожнього руху України.
 - Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виконання робіт обмежується до 10 км/год на прямих ділянках та 5 км/год на поворотах.
- Освітлення будівельного майданчика:
 - Будівельні майданчики, робочі зони, проїзди, підходи та закриті приміщення повинні бути адекватно освітлені, забезпечуючи достатню освітленість без ефекту засліплення.
 - Освітлювальне обладнання має відповідати стандартам безпеки та виключати ризик ураження електрострумом.
 - Виконання робіт в умовах недостатнього освітлення категорично забороняється.

Висновок: систематичне дотримання цих регламентованих вимог та процедур суттєво підвищує рівень безпеки при переміщенні та складуванні вантажів на будівельних майданчиках, мінімізуючи ймовірність виникнення небезпечних інцидентів та аварій.

Бібліографія

1. Методичні вказівки до виконання магістерської кваліфікаційної роботи для студентів спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія" освітньо-професійної програми "Промислове і цивільне будівництво" / Попруга Д.В. – Кривий Ріг: КНУ, 2023. – 37 с.
2. Гетун Г.В. Основи проектування промислових будівель: навч. посіб. – К.: Кондор, 2009. – 210 с.
3. Гетун Г.В. Архітектура будівель і споруд. Кн. 1. Основи проектування. Вид. 2-ге.: Підр. – К.: Кондор-Видавництво, 2012. – 380 с.
4. Лінда С.М. Архітектурне проектування громадських будівель і споруд : навчальний посібник/ С.М. Лінда. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", 2010. – 611 с.
5. Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки: Підручник. Плоский В.О., Гетун Г.В. – 2015 р. – 617 с.
6. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
7. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник / А.М. Павліков – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.
8. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнєцов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища шк., 1995. – 594с.
9. Конспект лекцій з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / В.І. Астахов, О.А. Паливода. – Кривий Ріг. – КНУ, 2019. – 204 с.
10. Лівінський О. М., Хоменко О.Г., Терещук М. О., Любченко І.Г., Ратушняк Г. С., Єсипенко А. Д.. Металеві конструкції . Підручник для студентів вищих навчальних закладів.- К.: «МП Леся», 2018. – 306 с.
11. Металеві конструкції / О. О. Нілов, В. О. Пермяков, О. В. Шимановський та ін.; під заг. ред. О. О. Нілова та О. В. Шимановського. – 2-е вид., перероб. і доп. – К. : Видавництво «Сталь», 2010. – 869 с.
12. Металеві конструкції: Підручник / В. Сверлов, І. Середюк, В. Середюк, Л. Жарко – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003. – 263с.
13. Клименко Ф. Є. Металеві конструкції : підручник / Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш, Л. І. Стороженко; за ред. Ф. Є. Клименка. – 2-е вид., випр. і доп. – Львів : Світ, 2002.
14. Валовой О.І., "Конструктивні рішення й технологія зведення гірничо-збагачувальних комбінатів". «Мінерал» КТУ 2004.- 113с.
15. Валовой О.І., "Проектування, технологія та організація будівництва. Зведення і ремонт будівель та споруд"; «Видавничий дім» КТУ 2007.- 503с.
16. Валовой О.І., Валовой М.О. Проектування та інженерні вишукування в будівництві, 2012. - 373 с.

- 17.Валовой О.І., Валовой М.О. Технологія будівельного виробництва, 2012. - 610с.
Валовой О.І., Валовой М.О. Організація будівництва, 2012. - 600с.
- 18.Валовой О.І., Валовой М.О. “Проектування та інженерні вишукування в будівництві” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 365с.
- 19.Валовой О.І., Валовой М.О. “Організація будівництва” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 517с.
- 20.Валовой О.І., Валовой М.О. “Технологія будівельного виробництва” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 612с.
- 21.Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К.Черненко, М.Г.Ярмоленко, Г.М.Батура та інші. – К.: Вища шк., 2002. – 430 с.
- 22.Організація будівництва / С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М.Тригер та ін.; За редакцією С.А. Ушацького. Підручник. – К: Кондор, 2007. – 521 с.
- 23.ДБН А.2.2-3-2014. Склад, та зміст проектної документації на будівництво. – К.: Укрархбудінформ, 2014. – 40 с.
- 24.ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 30 с.
- 25.ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. (EN1990:2002, IDN). Основи проектування конструкцій. Настанова. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 81 с.
- 26.ДБН В.1.2-2:2006*. Навантаження і впливи. Норми проектування. - Київ: Мінбуд України, 2006. – 59 с.
- 27.ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 36 с.
- 28.ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. - Київ: Мінбуд України, 2006. - 15 с.
- 29.ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 97 с.
- 30.ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 97 с.
- 31.ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
- 32.ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Основні вимоги до проектної та робочої документації.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 58 с.
- 33.ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. - 75 с.
- 34.ДСТУ Б А.2.4-6:2009. Правила виконання робочої документації генеральних планів. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 34 с.
- 35.ДСТУ Б А.2.4-2:2009. Умовні позначки і графічні зображення елементів генеральних планів та споруд транспорту.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 27 с.
- 36.ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. - Київ: Держспоживстандарт України, 2019. - 18

с.

- 37.ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. - 199 с.
38. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с.
39. Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт (до ДБН А.3.1-5-96 «Організація будівельного виробництва»). Частина 1. Технологічна та виконавча документація. – Київ, 1997.
40. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 46 с.
- 41.ДБН В.2.3-31:2016. Теплова ізоляція будівель. – К.: Укрархбудінформ, 2017. – 31 с.
- 42.Будівлі і споруди. Будівлі підприємств. Параметри. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 16 с.
- 43.Планування і забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. – К.: Мінрегіонбуд України, 2019. – 183 с.
- 44.ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
- 45.ДСТУ-Н Б В.2.2-27:2010. Настанова з розрахунку інсоляції об'єктів цивільного призначення. – К.: Укрархбудінформ, 2010. – 81 с.
- 46.ДБН В.2.2-15:2019. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2019. – 39 с.
- 47.ДБН В.2.2-24:2009. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 133 с.
- 48.ДБН В.2.2-9:2018. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2019. – 43 с.
- 49.ДБН В.2.2-16-2005. Будинки і споруди. Культурно-видовищні та дозвіллеві заклади. – К.: Укрархбудінформ, 2005. – 65 с.
- 50.ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будинків і споруд. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 64 с.
- 51.ДБН В.2.2-23:2009. Будинки і споруди. Підприємства торгівлі. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 48 с.
- 52.ДБН В.2.2-5-97. Будинки і споруди. Захисні споруди цивільної оборони. – К.: Укрархбудінформ, 1998. – 119 с.
- 53.ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 133 с.