КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТІ

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.

З А В Д А Н Н Я
НА ВИПУСКНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА

Горбачевська Єлизавета Олександрівна
(прізвище, ім’я, по батькові)

1. Тема роботи: «Проєктування будівництва трьохпролітної будівлі агломераційного цеху» затверджена наказом по університету від “_____”_____20____р. №_____
2. Термін здачі студентом закінченої роботи_____
3. Вихідні дані до роботи_____

Місце будівництва – м. Донецьк.

Будівля, що проектується промислова -агломераційний цех, розміри в осях 108 х108 м. Будівля одноповерхова, Т-подібної (прямокутної) форми у плані, трьохпролітна, прольоти різного направлення.

Конструктивна схема будинку - залізобетонний каркас. Сітка колон 6*12 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 (технологічна карта на улаштування монолітних фундаментів). Організація будівництва (карта-визначник, розрахункова матриця, калькуляція, Розрахунок: потреби в тимчасових адміністративних і санітарно-побутових будівлях, тимчасового водопостачання, тимчасового електропостачання, тимчасових складів, охорона праці і безпека життєдіяльності).

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень): Архітектурно-будівельний розділ (генплан, фасади, план, розрізи) – 1 листа. Розрахунково-конструктивний розділ (проектування залізобетонної плити покриття) – 1 лист. Технологія будівництва (технологічна карта на влаштування збірного каркасу) – 1 лист. Організація будівництва (будгенплан, календарний графік) – 1 лист.

6. Дата видачі завдання_____

Керівник _____
(підпис)

Завдання прийняв до виконання _____
(підпис)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

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

Студент-дипломник _____
(підпис)

Керівник роботи _____
(підпис)

ЗМІСТ

ВСТУП ...…….5
1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА ……...…….. 6
1.1 Загальна характеристика запроектованої будівлі…… 6
1.2 Опис технології процесів…….. 6
1.3 Генеральний план……... 6
1.4 Об'ємно планувальні рішення будівлі…….. 6
1.5 Конструктивне рішення будівлі…… 7
1.5.1 Колони…….. 7
1.5.2 Фундаменти……. 8
1.5.3 Фундаментні балки…….. 9
1.5.4 Кроквяні та підкроквяні конструкції……..……...10
1.5.5 Підкрокв'яні балки……...…..10
1.5.6 Зв'язки……11
1.5.7 Плити покриття……...11
1.5.8 Снігове навантаження……12
1.5.9 Вікна…… 12
1.5.10 Ворота……13
1.5.11 Покрівля та система водовідводу……13
1.5.12 Ліхтарі……13
1.5.13 Підлоги…….. 14
1.5.14 Опорядження будівлі……14
1.6 Розрахунок природнього освітлення……14
1.7 Теплотехнічний розрахунок……15
2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА ……17
2.1 Вихідні дані……17
2.2 Визначення навантажень…….. 17
2.3 Розрахунок плити панелі…….. 20
2.4 Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля в поперечному ребрі…… 21
2.5 Розрахунок на міцність нормальних перерізів поперечного ребра……24
2.6 Розрахунок похилених перерізів поперечного ребра на міцність……..25
2.7 Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля поздовжніх ребрах…….25
2.8 Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер на міцність…….2
2.9 Розрахунок на міцність похилих перерізів поздовжніх ребер……27
2.10 Геометричні характеристики поперечного перерізу панелі…… 29
2.11 Визначення втрат попереднього напруження арматури……...30
2.12 Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер……...31
2.13 Розрахунок на розкриття тріщин, нормальних до осі поздовжніх ребер….

…….. 34
2.14 Розрахунок похилих перерізів поздовжніх ребер за утворенням тріщин…
…….. 35
2.15 Розрахунок тріщин плити покриття…….. 36
2.16 Розрахунок міцності плити покриття на вплив поперечного обтиску на стадії виготовлення, транспортування і монтажу…….. 38
3 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА ……40
3.1 Проектування фундаментів……...40
3.2 Визначення обсягів робіт…….. 41
3.3 Вибір методів виконання робіт та засобів механізації……45
3.4 Калькуляція на зведення монолітних залізобетонних фундаментів……. 46
3.5 Техніко-економічні показники……47
3.6 Технологія зведення монолітних стовбчастих фундаментів……..50
4 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА ……..52
4.1 Характеристика об’єкту та вибір методів використання робіт……..52
4.2 Картка-визначення календарного графіка……..56
4.3 Розрахунок техніко-економічних показників. Календарного графіка….. 63
4.4 Розрахунок калькуляцій……64
4.5 Розрахунок потреби в тимчасових адміністративних і санітарно-побутових будівлях……69
4.6 Обчислення параметрів тимчасового водозабезпечення……...71
4.7 Проєктування системи тимчасового електрозабезпечення..……...72
4.8 Проєктування тимчасових об’єктів складського призначення……..74
4.9 Характеристика будівельного генерального план..……79
4.10 Оцінка техніко-економічної ефективності будгенплану.……79
5 ЗАХОДИ З ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ ТА ОХОРОНИ ПРАЦІ…….80
ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАНЬ……...85

ВСТУП

Будівництво є важливою галуззю економіки, що забезпечує створення виробничих, житлових і громадських будівель та споруд. Сучасне будівництво базується на застосуванні ефективних матеріалів, прогресивних технологій і раціональних конструктивних рішень.

У дипломному проєкті розглядається проєктування одноповерхової промислової будівлі зі збірним залізобетонним каркасом. При розробленні проєкту враховуються вимоги надійності, міцності, довговічності, економічності та безпечної експлуатації будівлі. Особлива увага приділяється застосуванню сучасних конструктивних рішень, що забезпечує ефективність будівництва та раціональне використання ресурсів.

У роботі виконано архітектурно-планувальні рішення будівлі, розроблено конструктивну частину із розрахунком та проєктуванням залізобетонних конструкцій, розглянуто технологію зведення фундаментів, а також вирішено питання організації та планування будівництва. На основі виконаних розрахунків визначено потребу в трудових, матеріальних і технічних ресурсах, розроблено календарний графік виконання робіт та будівельний генеральний план.

Метою дипломного проєкту є закріплення та систематизація знань, отриманих під час навчання, набуття приактичних навичок самостійного вирішення інженерних завдань, а також розроблення комплексного проєкту промислової будівлі відповідно до вимог чинних нормативних документів і сучасних технологій будівництва.

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Загальна характеристика запроектованої будівлі

Назва будівлі-Агломераційний цех

Конструктивний тип будівлі- будівля каркасна з залізобетонним каркасом.

Клас будівлі-II.

Ступінь довговічності-II

Ступінь вогнестійкості-II.

Географічний пункт будівництва-м. Донецьк.

Кліматичний район по фізико-географічним характеристикам- III.

1.2 Опис технологічних процесів

Агломераційний цех призначений для виробництва агломерату з дрібних залізорудних матеріалів. Шихта, що складається із залізорудної сировини, коксової дрібниці та флюсів, готується шляхом дозування і змішування компонентів.

Підготовлена суміш надходить на агломераційну машину, де проходить процес спікання. Отриманий агломерат охолоджується, сортується та подається для подальшого використання в доменному виробництві. Дрібні фракції повертаються в процес як зворотний продукт.

1.3 Генеральний план

Генеральний план виконано з урахуванням вимог чинних нормативів. На території розміщено виробничу будівлю, допоміжні споруди, транспортні проїзди та майданчики. Передбачено асфальтовані дороги, пішохідні доріжки, вимощення навколо будівлі та озеленення території. Основні ТЕП за генпланом зведені в таблицю 1.

Таблиця 1 - ТЕП за генпланом

№	Найменування	Од.вим	Кількість	Примітка
1	Площа ділянки	га	4	
2	Площа забудови	$м^2$	16282	
3	Площа мощення	$м^2$	7282	
4	Площа озеленення	$м^2$	16436	
5	Коефіцієнт мощення	%	0,18	
6	Коефіцієнт озеленення	%	0,41	
7	Щільність забудови	%	0,40	

1.4 Об’ємно – планувальне рішення будівлі

Будівля одноповерхова, багатопролітна, каркасного типу. Планувальне рішення забезпечує ефективне використання виробничих площ і можливість роботи вантажопідіймального обладнання. Для компенсанції температурних деформацій передбачені температурні шви.

Основні техніко-економічні показники будівлі зведені в табл. 2.

Таблиця 2 - ТЕП будівлі

№	Найменування	Од.вим	Кількість	Примітка
1	Площа забудови	$м^2$	6525	
2	Будівельний об’єм	$м^2$	75037	
3	Корисна площа	$м^2$	6506	
4	Планувальний коефіцієнт	-	$К_1$=0,99	
5	Об’ємний коефіцієнт	-	$К_2$=11,49	

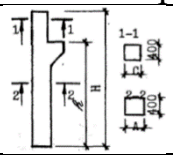
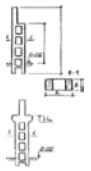
1.5 Конструктивне рішення будівлі

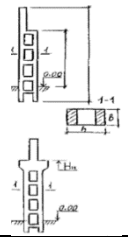
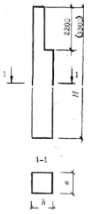
Несучою системою споруди є збірний залізобетонний каркас. Просторова жорсткість забезпечується спільною роботою колон, фундаментів, балок, зв’язків та плит покриття.

1.5.1 Колони

Для крайніх, середніх та фахверкових рядів каркаса прийнято збірні залізобетонні колони. Підбір колон виконано відповідно до прийнятих об’ємно планувальних параметрів будівлі. Марки колон та їх основні характеристики наведені в таблиці 3.

Таблиця 3 - Збірні залізобетонні колони

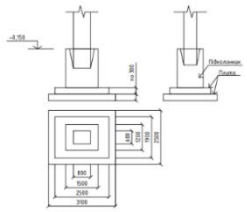
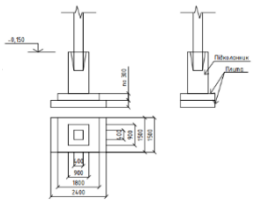
Марка колони	Ескіз	Крок, м	Q,т	Розрізи, мм			Розміри перерізу, мм
				H	H_1	H_2	
1	2	3	4	5	6	7	8
Колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі							
3К132-6		12	32	14250	4100	10150	800х600
Фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі							
3КФ133-1		6	32	13300			400х400
Колони крайнього ряду залізобетонної будівлі							
1КД156		6	30 50	16950	5100	11850	1300х500
Колони середнього ряду залізобетонної будівлі							

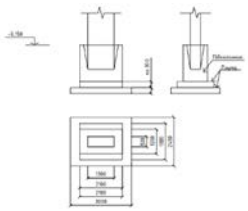
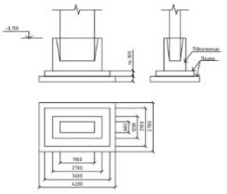
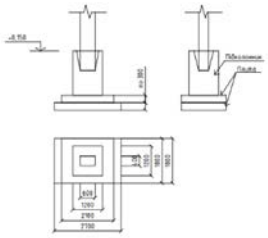
2КД156		6	30 50	16950	5100	11850	1900х600
Фахверкові колони залізобетонної будівлі							
9КФ163-1		6	30 50	16300			600х400

1.5.2 Фундаменти

У проєкті застосовано збірні залізобетонні фундаменти стаканного типу під колони каркаса. Глибина закладання фундаментів прийнята 2,55м. Марки та основні розміри фундаментів наведені в табл. 4.

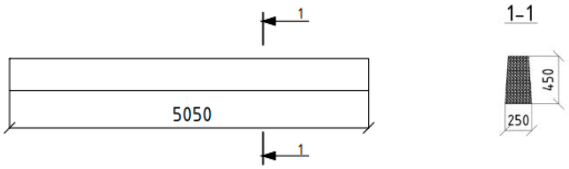
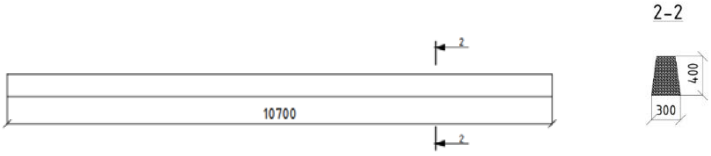
Таблиця 4 - Фундаменти стаканного типу

Марка колони	Ескіз	Переріз колони, мм	Розміри стакану і підколонник, мм	Розміри сходин, мм	Висота східця фундамента, мм
1	2	3	4	5	6
під колони крайного ряду окремої залізобетонної будівлі					
ФБ 37-42		800х600	900х900 1500х1200	3100х2500 2500х1900	300
під фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі					
ФА 25-30		400х400	800х800 900х900	2400х1500 1800х1500	300
під колони крайнього ряду залізобетонної будівлі					

Ф 7-2-7		1300х500	1200х1200 2100х1200	3000х2400 2100х1800	300
під колони середнього ряду залізобетонної будівлі					
ФЕ 16-20		1900х600	1250х1250 2700х1200	4200х2700 3600х2100	300
під фахверкові колони залізобетонної будівлі					
ФБ 19-24		600х400	800х800 1200х1200	2700х1800 2100х1800	300

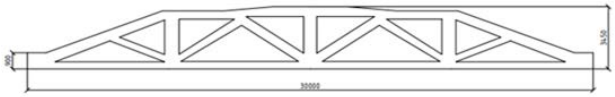
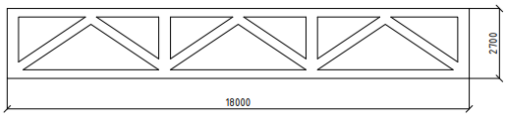
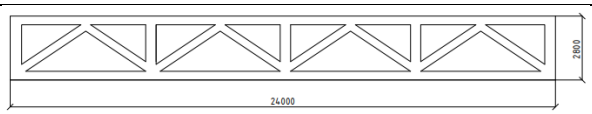
1.5.3 Фундаментні балки

У проєкті для обпирання фундаментних балок прийнято бетонні підбетонки перерізом 0,32 х 0,6м. Верх підбетонок розташований на відмітці -0,45м, а верх фундаментної балки-на 0,03м нижче рівня чистої підлоги. Для захисту від деформацій при здиманні ґрунтів передбачено підсипання з піску або шлаку та асфальтоване вимощення шириною 1м з ухилом 3-5% від будівлі. Довжина фундаментних балок визначається їх розташуванням, кроком колон і розмірами підколонників табл.5.

Марка балки	Ескіз	Крок колони, м	Розміри, мм
ФБ 6-2		6	450х250
ФБН-1		12	400х300

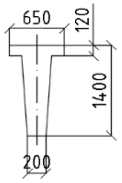
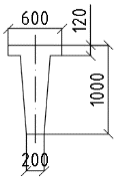
1.5.4 Кроквяні та підкроквяні конструкції

У проєкті покриття спирається на збірні залізобетонні кроквяні конструкції прольотом 18,24 і 30м. Кріплення до колон здійснюється за допомогою закладних деталей, сталевих накладок та анкерних болтів. При кроці колон 6м на колони середніх рядів встановлюють підкранові балки або ферми, які закріплюються зварюванням закладних деталей.

Марка конструкції	Ескіз	L,м	Крок, м	Роміри, мм
1	2	3	4	5
Кроквяна конструкція окремої залізобетонної будівлі				
ФС-30-16		30	6	30000х3450
Кроквяні конструкції залізобетонної будівлі				
ФПП 6-18		18	6	18000х2700
ФПП 6-24		24	6	24000х2800

1.5.5 Підкранові балки

У проєкті передбачено застосування збірних залізобетонних бідкранових балок для мостових кранів вантажопідйомністю 10-50т. Підкранові балки утворюють шлях руху кранів та забезпечують додаткову просторову жорсткість каркаса будівлі. Балки кріпляться до колон болтами та зварюванням, а по їх верху укладаються кранові рейки на пружних прокладках табл.7.

Марка балки	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
Окрема залізобетонна будівля			
БКНБ 6-3с		11950	1400х650
Залізобетонна будівля			
БКНВ 6-4с		5950	1000х600

1.5.6 Зв’язки

Вертикальні зв’язки в будівлі призначені для забезпечення просторової жорсткості каркаса і залежить від висоти будівлі, наявності мостових кранів та конструкції покриття. У будівлях з мостовими кранами вони встановлюються нижче рівня підкранових балок, переважно у середній частині температурного відсіку між колонами, при цьому підкранові балки виконують функцію розпірок. За необхідності зв’язки можуть бути зміщені в сусідній крок. При наявновсті підкроквяних ферм додаткові розпірки не встановлюються. Також передбачаються система вертикальних зв’язків у ліхтарях і підвісних кранових шляхах.

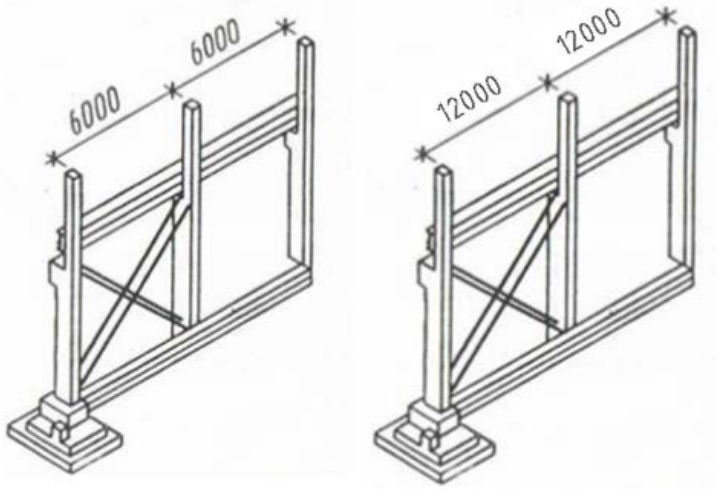
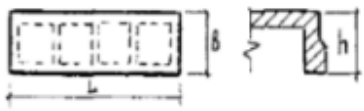
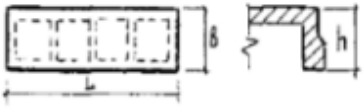


Рисунок 1 – Зв’язки при кроці колон 6м та 12м.

1.5.7 Плити покриття

Прийнято збірні залізобетонні ребристі плити покриття, які спираться на кроквяні конструкції. Плити забезпечують просторову жорсткість покриття та слугують основою для влаштування покрівлі. Основні характеристики в таблиці 8.

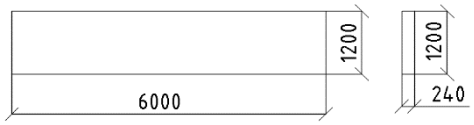
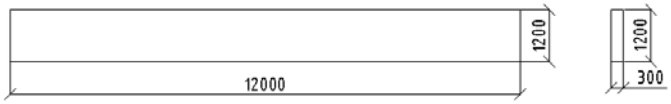
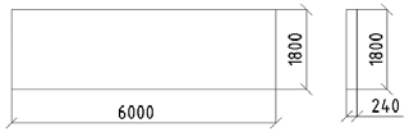
Таблиця 8 - Плити покриття

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
Окрема залізобетонна будівля			
ПНП-28…34		11960	2960х450
Залізобетонна будівля			
ПНС-1…4		5970	2960х300

1.5.8 Стінове огородження

Стінові панелі застосовуються для огородження опалювальних і неопалювальних будівель із кроком колон 6м. Панелі приймаються довжиною 6 і 12м та висотою 1,2 і 1,8м, з уніфікацією за модулем 300мм. Нижній ряд панелей суміщають з рівнем підлоги, а розташування верхніх рядів визначається конструкцією покриття. У залізобетонних каркасах використовують самонесучі панелі, включаючи цокольні, підкарнизні та парапетні. Панелі кріпляться до каркаса, у тому числі до фахверкових колон у торцевих стінах. Шви між панелями (горизонтальні 15мм, вертикальні 20-30мм) герметизуються еластичними та водостійкими матеріалами табл.9.

Таблиця 9 - Стінове огородження

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
Окрема залізобетонна будівля			
ПСЛ 16-20		6000	1200х240
ПСЛ 20-24		12000	1200х300
Залізобетонна будівля			
ПСЛ 16-20		6000	1800х240

Стіни прийнято самонесучі панелі з одношарових залізобетонних панелей товщиною 200мм. Панелі заводської готовності з зовнішнім і внутрішнім оздоблювальним шаром та кріпленням до каркаса через закладні деталі. У місцях прорізів (ворота, двері) передбачено заповнення цеглою.

1.5.9 Вікна

Прорізи для природного освітлення у стінах виконуються у вигляді окремих вікон або стрічкових прорізів. У будівлях значної висоти та з мостовими кранами вікна можуть розташовуватись у кілька ярусів. Заповнення прорізів виконується сталевими віконними панелями або блоками, що забезпечують необхідне освітлення та захист від зовнішніх впливів.

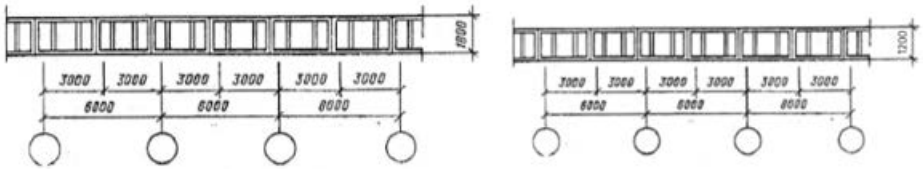


Рисунок 2-Вікна при висоті 1,8м і 1,2м;

1.5.10 Ворота

Для в’їзду та виїзду транспортних засобів у будівлі передбачені розпашні ворота. Їхні габарити прийняті з урахуванням характеристик транспорту та умов експлуатації об’єкта.

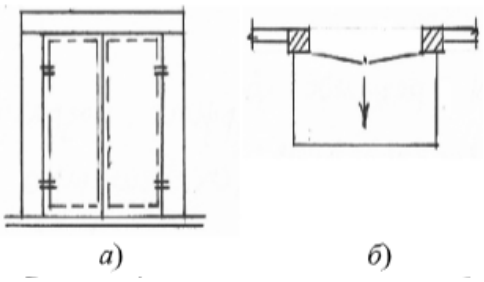


Рисунок 3 -Розпашні ворота: а -вид з торця; б -вид згори.

1.5.11 Покрівля та система водовідводу

Покрівля запроектована суміщена, невентильована, рулонна з рулонних матеріалів у кілька шарів із захисним гравійним шаром на бітумній мастиці. Передбачено пароізоляційний шар та посилення покрівлі в місцях примикань до вертикальних конструкцій додатковими шарами рулонного матеріалу з герметизацією швів. Водовідвід прийнято внутрішній організований з водоприймальними лійками, розташованими у знижених зонах покрівлі.

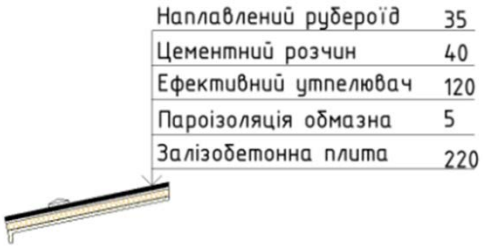


Рисунок 4- Фрагмент покрівлі

1.5.12 Ліхтарі

Ліхтарі за призначенням поділяються на світові, аераційні та світлоаераційні. У даному проєкті прийнято світлоаераційні ліхтарі, які забезпечують одночасно природне освітлення та вентиляцію виробничих приміщень. Ліхтарі розміщуються взовж поздовжньої осі будівлі та конструктивно пов’язані з покриттям. Їх тип і розміри визначаються залежно від прольоту будівлі, необхідного рівня освітлення та умов експлуатації.

Конструктивне рішення приймається з урахуванням кліматичних умов і вимог до надійності та безпеки будівлі.

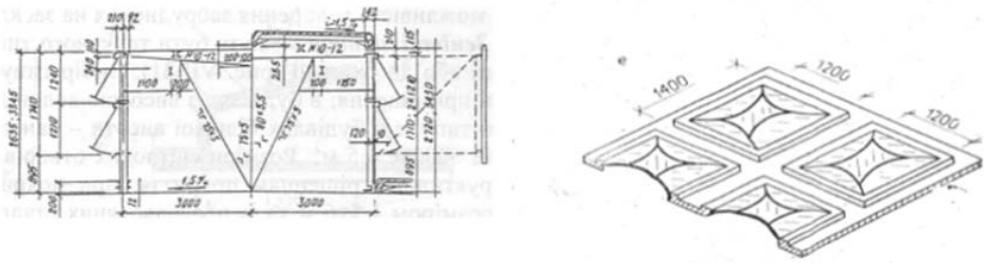
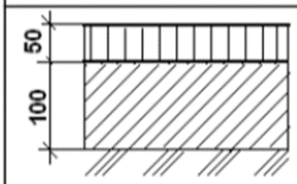


Рисунок 5 -а) Модель шириною 6 м; б) Точкове світлопрозоре покриття по ширині1,5 м.

1.5.13 Підлоги

Конструкцію підлоги прийнято з урахуванням умов експлуатації та характеру виробничих навантажень. Підлога забезпечує необхідну міцність, зносостійкість та довговічність (табл.10).

Таблиця 10 - Експлікація підлог

Схема підлоги або, тип підлоги за серією	Дані елементів підлоги (назва, товщина, основа тощо), мм	Площа, м²
	Асфальтобетон - 50 Бетонна підготовка - 100 Грунт ущільнений щебенем	3744

1.5.14 Опорядження будівлі

Зовнішнє опорядження полягає у герметизації стиків між панелями. Внутрішні поверхні стін, колон і стелі фарбуються відповідно до санітарно-гігієнічних та експлуатаційних вимог.

1.6 Розрахунок природного освітлення

Глибина приміщення В =21 м; висота приміщення Н = 21,5 м; розряд роботи зору -IV; ліхтарі - подвійні; засклення -листове. Площа засклення S=1267,2м^2

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

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

1. Регламентований показник денної освітленості цеху:

$eIV = e \cdot m \cdot c = 4 \cdot 1{,}06 \cdot 0{,}7 = 2{,}9\%$.

де m-індекс метеорологічних умов регіону;

с-параметр врахування сонячної активності;

е-регламентований показник денної інсоляції приміщення.

2. Сумарна площадка скляного покриття:

$$S_0 = \frac{S_n \cdot k_з \cdot e_н \cdot \eta_0 \cdot к_{зд}}{100 \cdot \tau_0 \cdot r_1} = 1092{,}6 м^2$$

де Sn=1638 м^2 - площа підлоги;

$k_з = 1{,}5$ - 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.

$к_{зд} = 1$ - 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 підстилаючого шару, що прилягає до будівлі.

Для розрахунку r_1 обчислюють середньозважений показник повернення світлового потоку:

$$\rho_{ср} = \frac{0{,}5\rho_1 S_1 + \rho_2 S_2 + \rho_3 S_3}{S_1 + S_2 + S_3} = 0{,}362$$

де ρ_1, ρ_2, ρ_3, S_1, S_2, S_3 - Зіставні відносні величини повернення світла та числові значення зон покриття, периметра й основи цеху.

$S_{реал.} \geq S_0$. Розмір віконних прорізів покрівлі відповідає нормативним вимогам.

1.7 Теплотехнічний розрахунок

Місто будівництва Донецьк. Розрахунковий зимовий показник термометра для екстремального п’ятидобового періоду $t_н$=-25°С.

Споруда кваліфікується за II класом внутрішньокліматичних параметрів(тепловий стан tн $= 16°С$, насиченість парою , $\varphi \leq 49\%$). Тип теплотехнічного середовища матеріалів: Б.

Мінімально допустиме значення термічного опору зовнішніх елементів будівлі R_0^{TP}=0,42$м^2 \cdot К/Вт$.

Для первинного розрахунку оберемо стінові елементи з легкого пористого бетону: γ=1200$кг/м^3$, δ=200мм, R=0,74 $м^2 \cdot К/Вт$, λ=0,46

Опір теплопередачі огородження:

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

де $\alpha_B = 8,7 Вт / м^2 \cdot К$ - показник тепловіддачі з боку внутрішнього простору огородження.

$\alpha_Н = 23,2 Вт / м^2 \cdot К$ - граничний коефіцієнт тепловіддачі зовні конструкції.

$\sum R = 0,65$ - загальний термічний опір кожної з проміжок верств стіни.

$R_0 \geq R_{ТР}$

Обрана конструкція за своїми параметрами адаптована до заданих умов роботи об’єкта та прєктного температурного фону.

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Вихідні дані

Номінальні розміри панелі: довжина l_n = 6 м, ширина b_n = 3 м. Для панелі прийнято висоту ребер h = 300 мм, що задовольняє умову (h ≥ l_n /20). Несучі ребра виконані з трапецієподобним поперечним перерізом. Висота середніх поперечних ребер 170 мм. Поздовжні ребра мають змінну ширину: 75 мм біля основи та 105 мм у верхній зоні. Плита панелі прийнята завтовшки 30 мм.

Клас бетону за міцністю на стиск В15. Бетон важкий, підданий тепловій обробці при атмосферному тиску, $R_{bt,n} = R_{bt,ser}$ = 1,15 МПа = 0,115 кН/см^2; R_b = 7,7 МПа = 0,77 кН/см^2; R_{bt} = 0,67 МПа = 0,067 кН/см^2; E_b = 20500 МПа = 2050 кН/см^2. Коефіцієнт умов праці бетону приймається γ_{b2} = 0,9 (так як навантаження нетривалої дії відсутні).

Для армування використовується стижнева арматура, зміцнена термічною обробкою, арматура класу Ат-V, $R_{s,n} = 785\,\text{МПа} = 78{,}5\,\text{кН/см}^2$; $R_n = 680\text{МПа} = 68\,\text{кН/см}^2$; $E_s = 190000\,\text{МПа} = 19000\text{кН/см}^2$. Ненапружувана стрижнева арматура класу Ат-III, $R_s = 365\,\text{МПа} = 36{,}5\text{кН/см}^2$ і холоднонатягнутий армований дріт періодичного профілю класу Вр-1 діаметром 4 мм, $R_s = 365\,\text{МПа} = 36{,}5\text{кН/см}^2$; поперечна арматура з дроту - Вр-1 діаметром 3 мм $R_{sw} = 270\,\text{МПа} = 27\text{кН/см}^2$. Натяг арматури виконується на упори електротермічним способом. Спуск натягу арматури здійснюється при міцності бетона:

$R_{bp} = 0{,}7\text{В} = 0{,}7 \times 15 = 10{,}5\,\text{МПа} = 1{,}05\text{кН/см}^2$, де В -прийнятий клас бетону. Керовану напругу для стрижневої арматури приймаємо рівною $\sigma_{sp} = 0{,}7R_{s,n} = 0{,}7 \times 78{,}5 = 55{,}0\,\text{кН/см}^2$ (для високоякісного дроту підвищеної міцності слід прийняти σ_{sp} = 0,75×$R_{s,n}$).

Ребриста панель належить до третьої категорії вимог до тріщиностій-кості конструкцій. При арматурі Ат-V [a_{crc1}] = 0,3 мм, [a_{crc2}] = 0,2 мм.

Будівля зводиться в V районі снігового покриву. Коефіцієнт надійності з призначення приймається γ_n = 1, що відповідає класу СС1 відповідальності будівель, та категорії А відповідальності конструкцій.

2.2 Визначення навантажень

На плиту покриття впливають незмінні та динамічні зусилля. Систематичним параметром вважається нетто-вага закладених залізобетонних виробів та вага тепло- і гідроізоляційних шарів. Тимчасові навантаження формуються сніговим покривом і пиловими відкладеннями на покрівлі.

Конструкцію та склад теплоізоляційного покриття визначають відповідно до призначення будівлі, типу покрівлі та умов району будівництва. Величини снігового і пилового навантажень приймаються згідно з нормативними вимогами для конкретного будівельного району.

Виведення систематичного розрахункового параметра нетто-ваги конструктивного блока. Власну вагу панелі визначають з урахуванням щільності важкого залізобетону, яка становить ρ = 2,5 т/м^3. Нормативне навантаження на 1 м^2 покриття включає масу.

Підрахунок тимчасового навантаження.

Тимчасове навантаження включає в себе снігове навантаження, нормативне значення якого для V снігового району приймається відповідно до чинних норм проєктування:

$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1{,}04 \times 1{,}5 \times 1 = 1{,}56$ кПа,

де γ_{fm} = 1,04 (при T_{ef} = 60 років) - множник безпеки для граничного проектного рівня зимових атмосферних впливів;

S_0 = 1500 Па (для Донецька)- снігове навантаження;

$C = \mu \times C_e \times C_{alt} = 1 \times 1 \times 1 = 1$.

Нормативне пилове навантаження прийнято рівним d_n = 0,1 кПа.

Результати розрахунку сумарного питомий тиск на одиницю площі покрівельного настилу. Проектні величини обчислені із застосуванням множника відповідальності класу наслідків об'єкта γ_n = 1.

Табл. 11 - Розподілене навантаження на 1 м^2 покриття для першої групи граничних станів.

Вид навантаження	Коеф. надійн. з навант. γ_{fm}	Навантаження, кН/м^2	
		Характеристичне	Граничне розр. значення навантажень, γ_n = 1
Постійне Шар гравію, затоплений у дьогтьову мастику	1,2	0,15	0,18
3-х шаровий руберoїд	1,2	0,1	0,12
Цементно-піщана стяжка t = 2 см, ρ = 1,8 т/м^3 (0,02×1×1,8×9,81 = 0,353)	1,3	0,353	0,459
Мінеральний утеплювач – пінобетонні плити t = 5 см, ρ = 0,55 т/м^3 (0,05×1×0,55×9,81 = 0,27)	1,2	0,27	0,324
Пароізоляція	1,2	0,0015	0,002
Ребристі плити покриття	1,1	1,57	1,727
Змінні тривалі Відкладення промислового пилу	1,2	0,1	0,12
Змінні короткочасні Снігове навантаження	1,14	1,56	1,778
Загальне		4,1	4,71

Табл. 12 - Розподілене величина тиску на одиничну площу покриття для другої групи граничних станів.

Вид навантаження	Коеф. надійн. навант. γ_{fm}	Навантаження, кН/м^2	
		Характеристичне	Експлуатаційне розр. значення навантажень, γ_n = 0,95
Постійне Гравійна засипка, закріплена дьогтьовою мастикою	1,0	0,15	0,143

Вид навантаження	Коеф. надійн. навант. γ_{fm}	Навантаження, кН/м^2	
		Характеристичне	Експлуатаційне розр. значення навантажень, γ_n = 0,95
3-х шаровий рубероїд	1,0	0,1	0,095
Цементно-піщана стяжка t = 2 см, ρ = 1,8 т/м^3 (0,02×1×1,8×9,81 = 0,353)	1,0	0,353	0,335
Мінеральний утеплювач – пінобетонні плити t = 5 см, ρ = 0,55 т/м^3 (0,05×1×0,55×9,81 = 0,27)	1,0	0,27	0,257
Пароізоляція	1,0	0,0015	0,0014
Ребристі плити покриття	1,0	1,57	1,492
Змінні тривалі Відкладення промислового пилу	1,0	0,1	0,095
Змінні короткочасні Снігове навантаження	0,49	1,56	0,726
Загальне		4,1	3,144

2.3 Розрахунок плити панелі

Плита панелі товщиною 30 мм. Приймається як багато-прольотна нерозрізна система з окремими панелями. Защемленими по периметру поперечними та поздовжніми ребрами.

Розміри світлих прольотів між внутрішніми гранями ребер становлять :

1. середніх уздовж панелі:

   ℓ_{01} = 150 - 9 = 141 см = 1,41 м;

   ℓ_{02} = 298 - 2(1,5+10,5) = 274 см = 2,74 м;

   ℓ_{02}/ℓ_{01} = 2,74/1,41 = 1,94 < 3;

2. крайніх:

   ℓ_{01} = 148,5 - 1 - 17,5 - $\frac{9}{2}$ = 125,5 см = 1,255 м;

   ℓ_{02} = 274 см = 2,74 м;

   ℓ_{02}/ℓ_{01} = 2,74/1,255 = 2,18 < 3;

Розрахункове постійне навантаження на 1 м^2, враховуючи вагу плити товщиною 30 мм,

$g = g_1 + h_p` \times 1 \times 1 \times 2{,}5 \times \gamma_f \times 9{,}81 \times \gamma_n = 1{,}09 + 0{,}03 \times 2{,}5 \times 1{,}1 \times 9{,}81 \times 1 = 1{,}9$ кН/м^2,

де g_1 = 0,18+0,12+0,459+0,324+0,002 = 1,09 кН/м^2.

Розрахункові згинальні моменти знаходимо по двум комбінаціям навантаження.

I. При дії постійного і тимчасового снігового навантаження.

$$\frac{(g+v)l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) = (2M_I + M_I + M_I^{'})l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M_{II}^{'})l_{01}.$$

Розглянемо спочатку середні ділянки. Приймаємо такі співвідношення між моментами:

$M_2/M_1 = 0{,}4$; $M_1 = M_I = M_I$; $M_2 = M_{II} = M_{II}$=$M_{II}^{'} = 0{,}4M_I$.

За таких обставин критерій статичної збалансованості набуває вигляду:

$$\frac{(g+v)l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) = (4l_{02} + 1{,}6l_{01})*M_1.$$

Звідси:

$$M_1 = \frac{(g+v)l_{01}^2*(3l_{02} - l_{01})}{12*(4l_{02}+1{,}6l_{01})} = \frac{(1{,}9+1{,}778)*1{,}41^2*(3*2{,}74 - 1{,}41)}{12*(4*2{,}74+1{,}6*1{,}41)} = 0{,}314 \text{ кН*м}.$$

Розглянемо приопорні зони. Зберігаємо аналогічні пропорції силових факторів та зважаємо на те, що на прикінцевому виступі плити $M_1 = 0$. Критерій статичної збалансованості набуває вигляду:

$$\frac{(g+v)l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) = (3l_{02} + 1{,}6l_{01})\times M_1;$$

$$M_1 = \frac{(g+v)l_{01}^2*(3l_{02} - l_{01})}{12*(3l_{02}+1{,}6l_{01})} = \frac{(1{,}9+1{,}778)*1{,}255^2*(3*2{,}74 - 1{,}255)}{12*(3*2{,}74+1{,}6*1{,}255)} = 0{,}328 \text{ кН*м}.$$

II. При дії постійного та тимчасового локального точкового зусилля, спричиненого масою монтажника та його спорядження.

Умову рівноваги:

$$\frac{g*l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) + F\times\frac{l_{01}}{2} = (2M_1+M_I+M_I`)l_{02}+(2M_2+M_{II}+M_{II}`)l_{01}.$$

Пропорції внутрішніх згинальних зусиль дублюють параметри першого поєднання сил. Стосовно центральних сегментів плити:

$$M_1 = \frac{\frac{g*l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01})+F\frac{l_{01}}{2}}{4l_{02}+1{,}6l_{01}} = \frac{\frac{1{,}9*1{,}41^2}{12}(3*2{,}74 - 1{,}41)+1{,}2*\frac{1{,}41}{2}}{4*2{,}74+1{,}6*1{,}41} = 0{,}226 \text{ кН*м},$$

де F - дискретна сила від маси виконавця робіт зі спорядженням ($F = 1\times\gamma_{fm}\times\gamma_n$= 1×1,2×1 = 1,2).

Для крайніх прольотів:

$$\frac{\frac{g*l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01})+F\frac{l_{01}}{2}}{3l_{02}+1{,}6l_{01}} = \frac{\frac{1{,}9*1{,}255^2}{12}(3*2{,}74 - 1{,}41)+1{,}2*\frac{1{,}255}{2}}{3*2{,}74+1{,}6*1{,}255} = 0{,}24 \text{ кН*м}.$$

Підсумовуючи, за базову схему взято сукупність факторів під номером один із підбором площі стержнів за внутрішніми напруженнями для периферійних сегментів. Орієнтуючись на встановлені залежності векторів сил, знаходимо:

$M_1 = M_I = 0{,}328$ кН*м;

$M_2 = M_{II} = M_{II}` = 0{,}4 \times 0{,}328 = 0{,}131$ кН*м;

В процесі проектування металевих стержнів настилу зафіксовані обчисленнями крайові зусилля необхідно редукувати:

- у зонах периферійних сегментів та початкових внутрішніх стійок на 10 %, відповідно застосувавши множник 0,9;
- у середніх кроках балок на 20 %

Сталеві елементи, орієнтовані по довжині покрівельного блока.

1.Гранично допустима корисна товщина залізобетонного виробу за умови монтажу сітчастого каркаса по центру перерізу та калібрі дротів 4 мм обчислюється таким чином:

$$h_0 = \frac{h}{2} - \frac{d}{2} = \frac{30}{2} - \frac{4}{2} = 13 \text{ мм.}$$

2.Параметри напруженого стану опорної ділянки залізобетонного перерізу:

$\omega = \alpha_1 - 0{,}008R_b = 0{,}85 - 0{,}008 \times 7{,}7 = 0{,}788$, де $\alpha_1 = 0{,}85$ для важкого бетону.

3. Для монолітної суміші категорії В15 (γ_{b2}=0,9) та холоднотягнутої сталі Вр-1 крайовий поріг безрозмірної висоти зони стискання:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1+\frac{R_S}{\sigma_{scu}}(1-\frac{\omega}{1{,}1})} = \frac{0{,}788}{1+\frac{365}{500}(1-\frac{0{,}788}{1{,}1})} = 0{,}653,$$

де $\sigma_{scu} = 500$ МПа при $\gamma_{b2} < 1$.

4. Обчислюємо величину:

$$a_m = \frac{0{,}9*M_1}{R_b*b*h_0^2} = \frac{0{,}9*0{,}328*10^6}{7{,}7*1000*13^2} = 0{,}227.$$

5. При $\alpha_m = 0{,}227$ зведений коефіцієнт робочої площі штучного каменю:

$\xi = 0{,}261 < \xi_{opt} = 0{,}35$,

де $\xi_{opt} = 0{,}35$ - найвищий ліміт доцільного та раціонального розміру стиснутого сектора залізобетонного настилу.

6. Умова $\xi = 0{,}261 < \xi_R = 0{,}653$ виконується.

7. При $a_m = 0{,}227$ коефіцієнт $\zeta = 0{,}869$.

8. Площа перерізу арматури:

$$A_{s1} = \frac{0{,}9*M_1}{R_s*\zeta*h_0} = \frac{0{,}9*0{,}328*10^6}{365*0{,}869*13} = 71{,}59 \text{ мм}^2.$$

9. Коефіцієнт армування:

$$\mu = \frac{A_{s1}}{bh_0} = \frac{71{,}59}{1000*13} = 0{,}0055 > \mu_{min} = 0{,}0005.$$

10. Приймаємо арматуру Ø4 Вр-1 з кроком 150 мм,

$A_{s1} = 83{,}8 \text{ мм}^2 > 71{,}59 \text{ мм}^2$.

Арматура, спрямована впоперек панелі покриття.

1. Мінімальна робоча висота плити з урахуванням діаметра арматури 3 мм

$h_0 = \frac{h}{2} - \frac{d}{2} = \frac{30}{2} - \frac{3}{2} = 13{,}5$ мм.

Пункт 2 без змін (так само, як і для арматури, спрямованої вздовж панелі покриття).

$$\alpha_m = \frac{0{,}9*M_2}{R_b*b*h_0^2} = \frac{0{,}9*0{,}131*10^6}{7{,}7*1000*13{,}5^2} = 0{,}084.$$

Пункт 4 не розглядаємо, оскільки $\xi \leq \xi_R$ очевидно.

5. При $\alpha_m = 0{,}084$ коефіцієнт $\zeta = 0{,}955$.

6. Площа арматури:

$$A_{s2} = \frac{0{,}9*M_2}{R_S*\zeta*h_0} = \frac{0{,}9*0{,}131*10^6}{375*0{,}955*13{,}5} = 24{,}38 \text{ мм}^2.$$

7. Коефіцієнт армування:

$$\mu = \frac{A_{s2}}{bh_0} = \frac{24{,}38}{1000*13{,}5} = 0{,}0018 > \mu_{min} = 0{,}0005.$$

8. Приймаємо арматуру Ø3 Вр-1 з кроком 200 мм,
$A_{s2} = 35{,}3 \text{ мм}^2 > 24{,}38 \text{ мм}^2$.

Остаточно для армування плити приймаємо сітку:
$C\frac{4\ Вр1\ -150}{3\ Вр1\ -200}$ 2970х5950.

2.4 Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля в поперечному ребрі

Виконуємо розрахунок серединного поперечного ребра, що зазнає граничного тиску. Специфіка епюри завантаження пояснюється особливостями монтажу настилу з контурним типом обпирання. Прогонова відстань у чистоті визначена за внутрішнім світловим габаритом головних балок:
$\ell_0 = \ell_{02} = 274$ см.

Розрахункові зусилля на балку формуються за рахунок маси самого елемента жорсткості та тиску на площину настилу, зібраної з ширини $\ell_1 = 1{,}5$ м.

Маса 1 м поперечного ребра з урахуванням $\gamma_n = 1$.

$g_1 = \frac{0{,}05+0{,}09}{2}$ (0,15–0,03) ×2,5×1,1×9,81×1 = 0,227 кН/м.

Стаціонарні силові фактори, зумовлені масивністю тримальної панелі та покрівельного пирога:
$g_2 = 1{,}9 \times 1{,}5 = 2{,}85$ кН/м.

Проєктний тиск від зимових атмосферних опадів на дах:
$s = 1{,}778 \times 1{,}5 = 2{,}67$ кН/м.

Кількісні параметри внутрішнього опору балки, зумовлені фіксованою вагою споруди та сезонними опадами:

$$M = \frac{(g_1+g_2+s)l_0^2}{8} - \frac{(g_2+s)l_1^2}{24} = \frac{(0{,}227+2{,}85+2{,}67)*2{,}74^2}{8} - \frac{(2{,}85+2{,}67)*1{,}5^2}{24} = 4{,}6 \text{ кН*м}.$$

$Q = \frac{(g_1+g_2+s)l_0}{2} - \frac{(g_2+s)l_1}{4} = \frac{(0{,}227+2{,}85+2{,}67)*2{,}74}{2} - \frac{(2{,}85+2{,}67)*1{,}5}{4} = 5{,}8$ кН.

Внутрішні силові фактори від проектних стаціонарних дій та локальної точкової маси монтажника зі спорядженням:

$M = \frac{(g_1+g_2)l_0^2}{8} - \frac{g_2 l_1^2}{24} + F*\frac{l_0}{5} = \frac{(0{,}227+2{,}85)*2{,}74^2}{8} - \frac{2{,}85*1{,}5^2}{24} + 1{,}2\times\frac{2{,}74}{5} = 3{,}28$ кН*м.

(під час обчислення згинального зусилля від точкової сили взято до уваги обмежене кутове поворотне фіксування балки);

$Q = \frac{(g_1+g_2)l_0}{2} - \frac{g_2 l_1}{4} + F = \frac{(0{,}227+2{,}85)*2{,}74}{2} - \frac{2{,}85*1{,}5}{4} + 1{,}2 = 4{,}35$ кН.

(під час обчислення перерізувального зусилля точковий фактор прикладено безпосередньо до крайнього вузла жорсткості).

Таким чином, розрахунковою за М і Q є комбінація І.

2.5 Розрахунок на міцність нормальних перерізів поперечного ребра

Поперечне ребро $h = 170$ мм працює в стиснутій зоні разом з ділянкою плити товщиною $h`_f = 30$ мм.

Оскільки відношення $h`_f/h = 30/170 = 0{,}18 > 0{,}1$, то, згідно з рекомендаціями, розрахункова ширина полиці таврового перерізу:

$b`_f = \frac{1}{3}\times l_0 + b = \frac{1}{3}\times 2740 + 90 = 1003$ мм.

1. Робоча висота ребра при арматурі діаметром 12 мм

$h_0 = h - a = 170 - (15 + \frac{12}{2}) = 149$ мм,

де 15 мм – захисний шар бетону.

2.При бетоні класу В15 ($\gamma_{b2} = 0{,}9$) та сталевим стержням категорії А-III відповідно до аналізу тримальної здатності настилу:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1+\frac{R_S}{\sigma_{scu}}(1-\frac{\omega}{1{,}1})} = \frac{0{,}788}{1+\frac{365}{500}(1-\frac{0{,}788}{1{,}1})} = 0{,}653,$$

де $\sigma_{sR} = R_s = 365$ МПа.

3. Умова:

$M = 4{,}6\times10^6$ Н*мм $< R_b\times b`_f\times h`_f \times(h_0-0{,}5h`_f) = 7{,}7\times1003\times30\times(149-0{,}5\times30) = 31{,}05\times10^6$ Н*мм.

Умова дотримана, отже межа стиснутої зони лежить у межах звису, а геометрія елемента приймається як прямокутна форма з розміром $b`_f = 1003$ мм.

4. Обчислюємо величину:

$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b*b*h_0^2} = \frac{4{,}6*10^6}{7{,}7*1003*139^2} = 0{,}031.$

5. При $\alpha_m = 0{,}031$: $\xi = 0{,}031$.

6. Умова $\xi = 0{,}031 < \xi_R = 0{,}653$ виконується.

7. При $\alpha_m = 0{,}031$ коефіцієнт $\zeta = 0{,}984$.

8. Площа перерізу арматури:

$A_{s1} = \frac{M_1}{R_s * \zeta * h_0} = \frac{4{,}6 * 10^6}{365 * 0{,}984 * 149} = 85{,}96$ мм^2.

9. Коефіцієнт армування при $b = (9+5)/2 = 7$ см:

$\mu = \frac{A_{s1}}{b h_0} = \frac{85{,}96}{70 * 149} = 0{,}0083 > \mu_{min} = 0{,}0005$.

10. Приймаємо в нижній зоні ребра:

1 Ø 12 AIII, $A_s = 113{,}1$ мм^2 > 85,96 мм^2.

2.6 Розрахунок похилих перерізів поперечного ребра на міцність

1. Корисна робоча товщина балки жорсткості: $h_0 = 149$ мм,

2. Погонне безперервне зусилля вздовж елемента:

$q_1 = g_1 + g_2 + s/2 = 0{,}227 + 2{,}85 + 2{,}67/2 = 4{,}41$ кН/м.

4. Оскільки:

$q_1 = 4{,}41$ Н/мм < $q_a = 0{,}16 \varphi_{b4}(1+\varphi_n) R_{bt} b = 0{,}16 \times 1{,}5 \times (1+0) \times 0{,}67 \times 70 = 11{,}34$ кН/м,

то поздовжній габарит закладення критичної похилої тріщини встановлюється як:

$c = 2{,}5 h_0 = 2{,}5 \times 149 = 372{,}5$ мм.

Коефіцієнт $\varphi_{b4} = 1$, (для конструкцій високої густини), а індекс $\varphi_n = 0$, зважаючи на нульове значення поздовжнього вектора затискання каркаса.

4.Здійснюємо контроль доцільності закладення розподільного металевого каркаса на основі проектних обчислень:

$Q = Q_{max} - q_1 c = 5800 - 4{,}41 \times 372{,}5 = 4157$ Н < $Q_b = \varphi_{b4}(1+\varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c =$

$= 1{,}5(1+0) \times 0{,}67 \times 70 \times 149^2 / 372{,}5 = 4193$ Н, отже, розподільні металеві елементи закладаються виключно за нормативними критеріями ДБН. Призначаємо поперечні каркаси з холоднотягнутого сталевого дроту Вр-I калібром 4 мм із просторовим інтервалом 75 мм.

2.7 Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля в поздовжніх ребрах

Проектна відстань балки жорсткості між центрами фіксації вузлів:

$l_0 = 5{,}97 - 2 \times 0{,}05 = 5{,}87$ м,

де 0,05 - величина зазору між центральною лінією вузла фіксації та крайньою гранню настилу.

Підрахунок навантажень на 1 м панелі наведено в табл. 13 з урахуванням даних табл. 11.

Табл. 13.

Вид навантаження	Коеф. надійн. з навант. γ_{fm}	Навантаження, кН/м^2	
		Характеристичне	Граничне розр. значення навантажень, $\gamma_n = 1$
Ребристі плити покриття	1,1	1,57×3 = 4,71	g_1 = 5,18
Ізоляційний килим	1,2	0,87×3 = 2,61	g_2 = 3,13
Всього		g_n = 7,32	g = 8,31
Змінні короткочасні Снігове навантаження	1,14	s_n = 1,56×3 = 4,68	s = 5,33
Загальне		q_n = 12,0	q = 13,64

Зусилля в поздовжніх ребрах:

- від повного навантаження при $\gamma_f > 1$:

$M_q = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{13,64*5,87^2}{8}$ = 58,75 кН*м;

$Q_q = \frac{q l_0}{2} = \frac{13,64*5,87}{2}$ = 40,03 кН;

- від повного навантаження при $\gamma_f = 1$:

$M_{qn} = \frac{q_n l_0^2}{8} = \frac{12,0*5,87^2}{8}$ = 51,68 кН*м;

$Q_{qn} = \frac{q_n l_0}{2} = \frac{12,0*5,87}{2}$ = 35,22 кН;

- від постіного навантаження g_n при $\gamma_f = 1$:

$M_{gn} = \frac{g_n l_0^2}{8} = \frac{7,32*5,87^2}{8}$ = 31,53 кН*м;

$Q_{gn} = \frac{g_n l_0}{2} = \frac{7,32*5,87}{2}$ = 21,48 кН.

2.8 Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер на міцність

Вертикальне січення будівельного блока еквівалентується формою тавра. Розрахункова модель оперує поперечним розміром виробу по верхній грані з інтеграцією параметра W = 0,65. Цей індекс компенсує нелінійне згасання внутрішніх напружень стиску вздовж мембрани покриття:

$b`_f$ = (2980-2×15) × 0,65 = 1918 мм.

Робоча висота ребра:

$h_0 = h-a$ = 300-(20+$\frac{14}{2}$) = 273 мм.

Коефіцієнт:

$\omega = \alpha_1 - 0,008R_b$ = 0,85 - 0,008×7,7 = 0,788.

Напруження при електротермічному способі натягування:

$p = 30+\frac{90}{l} = 30+\frac{90}{6} = 45$ МПа,

де $l = 6$ м - довжина натягуваного стрижня.

Коефіцієнт:

$\triangle\gamma_{sp} = 0{,}5\times\frac{p}{\sigma_{sp}}(1+\frac{1}{\sqrt{n_p}}) = 0{,}5\times\frac{45}{550}(1+\frac{1}{\sqrt{2}}) = 0{,}07,$

де $n_p = 2$ - попередньо прийнята кількість стрижнів напружуваної арматури у двох поздовжніх ребрах.

Оскільки $\triangle\gamma_{sp} = 0{,}07 < 0{,}1$ мінімально допустимого значення у най-гіршому випадку, то приймаємо:

$\triangle\gamma_{sp} = 0{,}1.$

Редукція початкових зусиль обтиснення через пластичне деформування кріплень біля силових гідродомкратів:

$\sigma_s = \frac{\triangle l}{l}E_s = \frac{3{,}35}{6000}\times 19\times 10^4 = 106$ МПа,

де $\triangle l = 1{,}25+0{,}15d = 1{,}25+0{,}15\times 14 = 3{,}35$ мм (тут $d = 14$ мм - попередньо встановлений розмір перерізу робочого металопрокату вздовж осі балки).

Зменшення проектного затиску внаслідок зсуву сталевої матриці $\sigma_5 = 30$ МПа (через дефіцит інформації про оснащення).

Первинне напружений стан у робочому металі до безпосереднього стискання штучного каменю при параметрі точності $\gamma_{sp} < 1$ та інтеграції редукційних чинників σ_3 і σ_5:

$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp}(1-\triangle\gamma_{sp})-\sigma_3-\sigma_5 = 550(1-0{,}1)-106-30 = 359$ МПа.

Напруження:

$\triangle\sigma_{sp} = 1500\frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500\frac{359}{680} - 1200 < 0.$

Приймаємо $\triangle\sigma_{sp} = 0.$

Попереднє напруження в арматурі при невідомому значенні повних втрат для розрахунку напруження σ_{sR} приймаємо:

$\sigma_{sP} = 0{,}6R_s = 0{,}6\times 680 = 408$ МПа.

Напруження:

$\sigma_{sR} = R_s+400-\sigma_{sP} - \triangle\sigma_{sp} = 680+400-408-0 = 672$ МПа.

При коефіцієнті $\gamma_{b2} = 0{,}9$ напруження:

$\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

Гранична відносна висота стиснутої зони:

$\xi_R = \frac{\omega}{1+\frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}}(1-\frac{\omega}{1{,}1})} = \frac{0{,}788}{1+\frac{672}{500}(1-\frac{0{,}788}{1{,}1})} = 0{,}571,$

Умова:

$M = 58{,}75\times 10^6$ Н*мм $< R_b\times b`_f\times h`_f\times (h_0-0{,}5h`_f) = 7{,}7\times 1918\times 30\times (273-0{,}5\times 30) =$

= 114,31×10^6 Н*мм. Критерій справджується, отже межа стиснутої зони не виходить за товщу верхнього настилу, трансформуючи робочу площу обчислень у прямокутник розміром $b`_f$ = 1918 мм та товщиною300 мм.

Величина:

$$\alpha_m = \frac{M_q}{R_b * b`_f * h_0^2} = \frac{58{,}75*10^6}{7{,}7*1918*273^2} = 0{,}0533.$$

При α_m = 0,0533 відносна висота стиснутої зони: ξ = 0,0553,

Умова ξ = 0,0553 < ξ_R = 0,571 виконується.

Встановлюємо нормативний індекс специфіки функціонування будіве-льних матеріалів:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\times\frac{\xi}{\xi_R} - 1) = 1{,}15 - (1{,}15 - 1)(2\times\frac{0{,}0553}{0{,}571} - 1) = 1{,}42,$$

де η = 1,15 для арматури класу Ат-V.

Оскільки:

γ_{s6} = 1,42 > η = 1,15,

то приймаємо γ_{s6} = 1,15.

При α_m = 0,0533: коефіцієнт ζ = 0,972.

Необхідний переріз поздовжньої арматури попереднього напруження:

$$A_{sp1} = \frac{M_q}{\zeta * \gamma_{s6} * R_s * h_0} = \frac{58{,}75*10^6}{0{,}972*1{,}15*680*273} = 283{,}1 \text{ мм}^2$$

(у розрахунках участь ненапруженої арматури не враховується).

Коефіцієнт армування:

$\mu = \frac{A_{sp1}}{bh_0} = \frac{283{,}1}{180*273}$ = 0,0057 > μ_{min} = 0,0005, де b = 2(75+105)/2 = 180 мм - теоретичний зведений розмір товщини двох поздовжніх виступів настилу.

Приймаємо попередньо напружену арматуру поздовжніх ребер із 2 Ø 14 АтV:

A_{sp} = 308 мм^2 > A_{sp1} = 283,1мм^2, (по одному стержню в кожному ребрі).

2.9 Розрахунок на міцність похилих перерізів поздовжніх ребер

Робоча висота ребра: h_0 = 273 мм.

Розподілене навантаження:

$$q_1 = g + \frac{s}{2} = 8{,}31 + \frac{5{,}33}{2} = 10{,}97 \text{ кН/м (Н/мм)}.$$

Оскільки:

q_1 = 10,97 Н/мм < q_a = 0,16×φ_{b4}(1+ φ_n)$R_{bt}b$ = 0,16×1,5(1+0,379)×0,67×180= =39,91Н/мм,

то приймаємо довжину проєкції c = 2,5h_0 = 2,5×273 = 682,5 мм.

Тут коефіцієнт:

$$\varphi_n = 0{,}1\times\frac{P}{R_{bt}bh_0} = 0{,}1\times\frac{124740}{0{,}67*180*273} = 0{,}379 < 0{,}5,$$

де зусилля обтиснення P прийнято при орієнтовних значеннях сумарних втрат σ_l = 100 МПа і коефіцієнті $\gamma_{sp} < 1$, тобто:

$P = \gamma_{sp}(\sigma_{sp}-\sigma_l)A_{sp} = 0{,}9(550–100) \times 308 = 124740$ Н.

Проводимо оцінку доцільності монтажу розподільного металевого каркаса за проектними показниками міцності:

$Q = Q_{max} - q_1 c = 40030 - 10{,}97 \times 682{,}5 = 33135$ Н $> Q_b = \varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2/c =$

$= 1{,}5(1+0{,}379) \times 0{,}67 \times 180 \times 273^2/682{,}5 = 27241$ Н,

тобто поперечна арматура встановлюється тільки за розрахунком.

Розраховуємо поперечну арматуру:

$k = 1+\varphi_f+\varphi_n = 1+0{,}04+0{,}379 = 1{,}42,$

де $\varphi_f = 0{,}75\frac{(b`_f-b)h`_f}{bh_0} = 0{,}75\frac{(90)*30}{180*273} = 0{,}04,$

де $(b`_f-b) = 2950\text{-}180 = 2770 > 3h`_f = 3 \times 30 = 90$ мм, тому приймаємо $(b`_f-b) = 90$ мм.

$M_b = \varphi_{b2}kR_{bt}bh_0^2 = 2 \times 1{,}42 \times 0{,}67 \times 180 \times 273^2 = 2553 \times 10^4$ Н*мм.

$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{2553 \times 10^4 \times 10{,}97} = 33470$ Н.

$Q_{max} = 38070$ Н $< \frac{Q_{b1}}{0{,}6} = 55784$ Н.

$q_{sw1} = \frac{Q_{max}^2-Q_{b1}^2}{4M_b} = \frac{40030^2-33470^2}{4*2553*10^4} = 4{,}72$ Н/мм.

$q_{sw2} = \frac{(Q_{max}-Q_{b1})^2}{M_b} = \frac{(40030-33470)^2}{2553*10^4} = 1{,}68$ Н/мм.

$q_{sw1} > q_{sw2}$, тому $q_{sw3} = q_{sw1}$

$q_{sw3} = 4{,}72$ Н/мм.

$Q_{b,min} = \varphi_{b3}kR_{bt}bh_0 = 0{,}6 \times 1{,}42 \times 0{,}67 \times 180 \times 273 = 28051$ Н/мм.

$q_{sw,min} = \frac{Q_{b,min}}{2*h_0} = \frac{28051}{2*273} = 51{,}38$ Н/мм $> q_{sw3} = 4{,}72$ Н/мм.

$q_{sw} = \frac{Q_{max}}{2h_0}+\frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} \times q_1 - \sqrt{(\frac{Q_{max}}{2h_0}+\frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}}q_1)^2-(\frac{Q_{max}}{2h_0})^2} =$

$= \frac{40030}{2*273}+\frac{2}{0{,}6} \times 10{,}97 - \sqrt{(\frac{40030}{2*273}+\frac{2}{0{,}6} \times 10{,}97)^2-(\frac{40030}{2*273})^2} = 28{,}0$ Н/мм.

$S = R_{sw}nA_{sw1}/q_{sw} = 265 \times 1 \times 12{,}6/28{,}0 = 11{,}92$ см,

де $A_{sw1} = 12{,}6$ для Вр-1 Ø 4.

Найбільший розрахунковий інтервал розкладки зсувних елементів каркаса на периферійному сегменті:

$S_{max} = \varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_o^2 / Q = 1{,}5(1+0{,}4)) \times 0{,}67 \times 180 \times 273^2 / 40030 = 47{,}15$ см.

Згідно з архітектурно-технологічними правилами міжосьова відстань розподільних елементів каркаса має складати не більше:

$h/2 = 30/2 = 15$ см і не більш 15 см. До проектування призначається міжосьова відстань елементів поперечного армування $S_1 = 10$ см.

2.10 Геометричні характеристики поперечного перерізу панелі

Переріз панелі зводимо до еквівалентного таврового .

Площа перерізу бетону:

$A = \sum_{i=1}^{n} A_i = b`_f \times h`_f + b(h-h`_f) = 2950\times30+180\times(300-30) = 137100$ мм^2.

Площа перерізу всієї поздовжньої арматури, що перетинає попереч-ний переріз панелі: 2 Ø14 Ат-V (A_{sp} = 308 мм²); 2 Ø5 Вр-I (A_s = 39,3 мм²) - нижня поздовжня арматура каркасів двох поздовжніх ребер; 2 Ø5 Вр-I і 20 Ø4 Вр-I (A'_s = 39,3 + 251,4 = 280,7 мм²) - верхній ярус металопрокату в обох бокових виступах жорсткості та гнучке осердя площини покриття.

Тоді:

$A_{sp}+A_s+A'_s = 308+39{,}3+280{,}7 = 628$ мм^2.

Оскільки:

$0{,}008A = 0{,}008\times137100 = 1097$ мм^2 > 628 мм^2,

у такому разі фізико-геометричні критерії зведеної площі залізобетонного виробу виводяться за базовою моделлю, ігноруючи осьовий металопрокат..

Площа приведеного перерізу панелі:

$A_{red} = A = 137100$ мм^2.

Перший момент зведеної залізобетонної площі відносно нижньої площини настилу: $S_{red,00} = b`_f \times h`_f(h-\frac{h`_f}{2})+b(h-h`_f)\frac{h-h`_f}{2} = 2950\times30\times(300-\frac{30}{2})+180\times(300-30)\frac{300-30}{2} = 3178\times10^4$ мм^3.

Геометричний відступ головної осі зведеної площі від найнижчої площини плити:

$y_0 = \frac{S_{red,00}}{A_{red}} = \frac{3178*10^4}{137100} = 231{,}8$ мм.

Другий момент зведеної площі залізобетону відносно точки геометричної рівноваги профілю:

$I_{red} = \frac{b`_f(h`_f)^3}{12}+b`_f\times h`_f\times(h-y_0-\frac{h`_f}{2})^2+\frac{b(h-h`_f)^3}{12}+b(h-h`_f)(y_0-\frac{h-h`_f}{2})^2 = \frac{2950(30)^3}{12}+2950\times30\times$

$\times(300-231{,}8-\frac{30}{2})^2+\frac{180*(300-30)^3}{12}+180\times(300-30)(231{,}8-\frac{300-30}{2})^2 = 1008\times10^6$ мм^4.

Варіативний параметр міцності зведеної площі залізобетону для найнижчого поздовжнього шару:

$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{1008*10^6}{231{,}8} = 4349\times10^3$ мм^3.

Проектний параметр міцності зведеної залізобетонної площі для найнижчого поздовжнього шару настилу з оцінкою пластичності суміші під завантаженням знаходиться за спрощеною методикою:

$W_{pl} = yW_{red} = 1{,}75\times4349\times10^3 = 7611\times10^3$ мм^3.

Варіативний параметр міцності зведеної площі залізобетону для найвищого поздовжнього шару:

$W`_{red} = \frac{I_{red}}{h-y_0} = \frac{1008*10^6}{300-231,8} = 1478\times10^4$ мм^3.

Проектний параметр міцності зведеної залізобетонної площі для найвищої поздовжньої координати з оцінкою пластичності суміші та плитної частини у секторі дії розтягувальних напружень: (b_f = 2950 мм): при b_f /b = 2950/180 = 16,4 > 2 та h_f /h = 30/300 = 0,1 < 0,2 коефіцієнт y' = 1,5.

Тоді:

$W`_{pl} = y`W`_{red} = 1,5\times1478\times10^4 = 2217\times10^4$ мм^3.

2.11 Визначення втрат попереднього напруження арматури

Контролюємо, щоб обрана величина внутрішнього тиску в металі σ_{sp} при індексі надійності y_{sp} = 1 відповідала встановленим критеріям:

$\sigma_{sp}+p$ = 550+45 = 595 МПа < $R_{s,ser}$ = 785 МПа;

$\sigma_{sp}-p$ =550−45 = 505 МПа > 0,3$R_{s,ser}$ = 0,3×785 = 236 МПа,

що підтверджує перебування внутрішнього тиску сталі σ_{sp} у проектних рамках. (Значення чинника p встановлено на попередньому етапі верифікації Δy_{sp}).

Початкова редукція внутрішніх сил σ_{l1}.

Через послаблення молекулярної структури гарячекатаного прокату під час використання температурно-струмового режиму натягу:

σ_1 = 0,03×σ_{sp} = 0,03×550 = 16,5 МПа.

Від різниці температур у межах агрегатно-конвеєрної схеми формування плити цеху:

σ_2 = 0 (градусний перепад дорівнює нулю, тому що прогрівання металопрокату та опалубки збігається в часі).

Від механічного зсуву затискних конусів в упорах:

σ_3 = 0, бо цей спад внутрішніх сил компенсується під час вимірювання лінійного приросту довжини гнучких ниток.

Обумовлені фрикційним спротивом залізобетонних жил об криволінійні конструкції:

σ_4 = 0, тому що арматура прямолінійна.

Від деформацій сталевої форми:

σ_5 = 0, оскільки ці втрати враховуються під час визначення повного подовження арматури.

Для визначення втрат від швидкоплинної повзучості бетону σ_6 обчис-люємо ряд величин.

Величина внутрішнього пресування залізобетонного елемента з мінусуванням падіння натягу сталі: σ_1-σ_5:

$P = A_{sP}(\sigma_{sp}-\sigma_1-\sigma_2-\sigma_3-\sigma_4-\sigma_5) = 308(550-16,5) = 164,3\times10^3$ Н.

Геометричний відступ вектора пресування P від точки рівноваги зведеної площі залізобетону:

$e_{op} = y_{sP} = y_0 - a_s = 231,8 - (20 + \frac{14}{2}) = 204,8$ мм.

Інтенсивність стискальних сил у штучному камені на лінії осі симетрії поздовжнього металопрокату A_{sP} при $e_{op} = y_{sP}$:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op}y_{sp}}{I_{red}} = \frac{164,3*10^3}{137100} + \frac{164,3*10^3*204,8^2}{1008*10^6} = 8,03 \text{ МПа.}$$

Аналогічно, для найвищого поздовжнього шару залізобетону:

$$\sigma`_{bp} = \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{op}(h-y_0)}{I_{red}} = \frac{164,3*10^3}{137100} - \frac{164,3*10^3*204,8(300-231,8)}{1008*10^6} < 0 \text{ МПа – розтяг.}$$

Оскільки:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8,03}{10,5} = 0,76 > \alpha = 0,25+0,025\times R_{bp} = 0,25+0,025\times 10,5 = 0,51 < 0,8$$

то: $\beta = 5,25-0,185R_{bp} = 5,25-0,185\times 10,5 = 3,31 > 2,5$. Приймаємо $\beta = 2,5$

Втрати:

$$\sigma_6 = 34\alpha+72\beta(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}-\alpha) = 34\times 0,51+72\times 2,5(\frac{8,03}{10,5}-0,51) = 63,2 \text{ МПа.}$$

$\sigma`_6 = 0$ при $\sigma`_{bp} < 0$.

Під час визначення σ_{bp} = і $\sigma`_{bp}$ напруженнями, що виникають від ваги панелі, знехтуємо, оскільки вони невідомі та зменшують втрати.

Перші втрати:

$\sigma_{l1} = \sigma_1+ \sigma_2+ \sigma_3+ \sigma_4+ \sigma_5+\sigma_6 = 16,5+63,2 = 79,7$ МПа.

Другі втрати σ_{l2}.

Внаслідок об'ємного стиснення штучного каменю марки В15, що пройшов теплотехнічний цикл без підвищення внутрішнього тиску:

$\sigma_8 = \sigma`_8 = 35$ МПа.

Уточнюємо стискаюче напруження, враховуючи момент від власної маси панелі M_g, зусилля попереднього обтиснення P_1 і втрати σ_{l1} при $y_{sp} = 1$,

$$M_g = \frac{g_{1n}l_0^2}{8} = \frac{4,71*5,87^2}{8} = 20,3 \text{ кН*м} = 203\times 10^5 \text{ Н*мм;}$$

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp}-\sigma_{l1})-\sigma_6 A_s = 308(550-79,7) - 63,2\times 39,3 = 1424\times 10^2 \text{ Н;}$$

$$\sigma_{bp1} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1e_{op}y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} = \frac{1424*10^2}{137100} + \frac{1424*10^2*204,8^2}{1008*10^6} - \frac{203*10^5*204,8}{1008*10^6} = 2,84 \text{ МПа;}$$

$$\sigma`_{bp1} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1e_{op}(h-y_0)}{I_{red}} + \frac{M_g(h-y_0)}{I_{red}} = \frac{1424*10^2}{137100} - \frac{1424*10^2*(300-231,8)}{1008*10^6} + \frac{203*10^5*(300-231,8)}{1008*10^6} =$$

$= 2,4$ МПа.

Оскільки:

$$\frac{\sigma_{bp1}}{R_{bp}} = \frac{2,84}{10,5} = 0,27 < 0,75,$$

$$\sigma_9 = 128\times\frac{\sigma_{bp1}}{R_{bp}} = 128\times\frac{2,84}{10,5} = 34,62 \text{ МПа;}$$

$\sigma`_9 = 128\times\frac{\sigma`_{bp1}}{R_{bp}} = 128\times\frac{2,4}{10,5} = 29,26$ МПа;

2-гі втрати:

$\sigma_{l2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35+34,62 = 69,62$ МПа.

Σ втрати:

$\sigma_l = \sigma_{l1}+\sigma_{l2} = 79,7 + 69,6 = 149,3$ МПа > 100 МПа. Приймаємо σ_l =149,3 МПа.

2.12 Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер за утворенням тріщин

Початковий внутрішній тиск в елементах армування з мінусуванням першої групи спаду сил:

$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp}-\sigma_{l1} = 550-79,7 = 470,3$ МПа.

Напруження $\sigma_s = \sigma_6 = 63,2$ МПа.

Напруження $\sigma`_s = \sigma`_6 = 0$ МПа.

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням перших втрат:

$P_1 = \sigma_{sp1}A_{sp}-\sigma_sA_s = 470,3\times308 - 63,2\times39,3 = 1424\times10^2$ Н.

Визначення ексцентриситету сили поперечного обтиснення P_1:

$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1}A_{sp}y_{sp}-\sigma_sA_sy_s}{P_1} = \frac{470,3*308*204,8-63,2*39,3*213,8}{1424*10^2} = 204,6$ мм,

де $y_s = y_0-a_s = 231,8-18 = 213,8$ мм- відстань від центра ваги A_s до центра ваги приведеного перерізу.

Розрахунок найбільшого напруження в стиснутій зоні бетону від попереднього обтиснення та згинальних моментів:

$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}}+\frac{P_1e_{op1}y_{sp}}{I_{red}}+\frac{M_gy_{sp}}{I_{red}} = \frac{1424*10^2}{137100}+\frac{1424*10^2*204,6*204,8}{1008*10^6}+\frac{323*10^4*204,8}{1008*10^6} = 7,61$ МПа,

де M_g - згинальний момент, що виникає від чистої маси залізобетонного настилу даху в зоні монтажних петель, розташованих на відстані $l = 1,02$ м від торця елемента. Під час визначення моменту враховано коефіцієнт динамічності k_d = 1,4,

$M_g = \frac{g_{1n}k_dl^2}{2} = \frac{1,492*3*1,4*1,02^2}{2} = 323\times10^4$ Н*мм.

Напруження:

$\sigma_b = 7,61$ МПа < $kR_{bp} = 0,75\times10,5 = 7,88$ МПа.

Геометричний відступ головної осі зведеної площі до нижнього ексцентричного ліміту розтягу:

$r = \varphi\frac{W`_{red}}{A_{red}} = 0,7\times\frac{1478*10^4}{137100} = 75$ мм,

де $\varphi = 1,6-\frac{\sigma_b}{R_{bp,ser}} = 1,6-\frac{7,61}{7,85} = 0,63 < 1$ і менше 0,7, тому приймаємо $\varphi = 0,7$.

(тут $R_{bp,ser} = 7,85$ МПа прийнято для $R_{bp} = 10,5$ МПа).

Момент обтиснення відносно нижньої межі ядра перерізу:

$M_{rp} = P_1(e_{op1}-r) = 1424\times10^2(204,6-75) = 1846\times10^4$ Н*мм.

Перевіряємо умову утворення тріщин:

$M_r = M_g$ = 343×10^4 Н*мм > $M_{crc} = R_{bt,p,ser}W`_{pl}$-$M_{rp}$ = 0,88×2217×10^4-1846×10^4 = = 105×10^4 Н*мм.

Критерій спростувався, що свідчить про розтріскування верхнього ярусу вздовж усього габариту настилу в процесі відпуску арматури з упорів.

Перевіряєм граничне значення напруження. Збільшуємо попереднє напруження на 50 МПа (σ_{sp} = 550+50 = 600 МПа.)

$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp}$-$\sigma_{l1}$ = 600-79,7 = 520,3 МПа.

σ_s = 63,2 МПа.

$\sigma`_s$ = 0 МПа.

$P_1 = \sigma_{sp1}A_{sp}$-σ_sA_s = 520,3×308-63,2×39,3 = 1578×10^2 Н.

$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1}A_{sp}y_{sp}-\sigma_sA_sy_s}{P_1} = \frac{520,3*308*204,8-63,2*39,3*213,8}{1578*10^2}$ = 204,6 мм,

$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}}+\frac{P_1e_{op1}y_{sp}}{I_{red}}+\frac{M_gy_{sp}}{I_{red}} = \frac{1578*10^2}{137100}+\frac{1578*10^2*204,6*204,8}{1008*10^6}+\frac{323*10^4*204,8}{1008*10^6}$ = 8,37 МПа.

σ_b = 8,37 МПа > kR_{bp} = 0,75×10,5 = 7,88 МПа,

умова не виконується, тому залишаємо ***σ_{sp}* = 550 МПа.**

Розрахунок на стадії експлуатації

Табл. 14.

Вид навантаження	Коеф. надійн. з навант. γ_{fm}	Навантаження, кН/м^2	
		Характеристичне	Експлуатаційне розр. значення навантажень, γ_n = 0,95
Ребристі плити покриття	1	1,57×3 = 4,71	g_1 = 4,47
Ізоляційний килим	1	0,87×3 = 2,61	g_2 = 2,48
Всього		g_n = 7,32	g = 6,95
Змінні короткочасні Снігове навантаження	0,49	s_n = 1,56×3 = 4,68	s = 2,18
Загальне		q_n = 12,0	q = 9,13

Зусилля в поздовжніх ребрах:

від повного навантаження:

$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{9,13*5,87^2}{8}$ = 39,32 кН*м;

$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{9,13*5,87}{2}$ = 26,8 кН;

від постіного навантаження:

$M_g = \frac{gl_0^2}{8} = \frac{6,95*5,87^2}{8}$ = 29,93 кН*м;

$Q_g = \frac{gl_0}{2} = \frac{6,95*5,87}{2}$ = 20,4 кН.

Усталений внутрішній тиск в елементах армування з мінусуванням усієї сукупності спаду сил:

$\sigma_{sp2} = y_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{l1}) = 0{,}9(550\text{-}149{,}3) = 361$ МПа,

де $y_{sp} = 1\text{-}\triangle\gamma_{sp} = 1\text{-}0{,}1 = 0{,}9$.

Зусилля у придоній металопродукції A_s, без попереднього натягу, викликані усушкою та повзучим переміщенням монолітної матриці:

$\sigma_s = \sigma_6+\sigma_8+\sigma_9 = 63{,}2+35+34{,}62 = 132{,}82$ МПа.

Те саме- у металопрокаті верхнього ярусу настилу:

$\sigma`_s = \sigma`_6+\sigma`_8+\sigma`_9 = 0+35+29{,}26 = 64{,}26$ МПа.

Попереднє обтискне зусилля з урахуванням сумарних втрат:

$P_2 = \sigma_{sp2}A_{sp}\text{-}\sigma_sA_s\text{-}\sigma`_sA`_s = 361\times308\text{-}132{,}82\times39{,}3\text{-}64{,}26\times280{,}7 = 879{,}3\times10^2$ Н.

Ексцентриситет зусилля:

$$e_{op2} = \frac{\sigma_{sp2}A_{sp}y_{sp}-\sigma_sA_sy_s+\sigma`_sA`_sy`_s}{P_2} = \frac{361*308*204{,}8-132{,}82*39{,}3*213{,}8+64{,}26*280{,}7*53{,}2}{879{,}3*10^2} =$$

$= 257{,}2$ мм,

де $y`_s = h\text{-}y_0\text{-}a`_s = 300\text{-}231{,}8\text{-}15 = 53{,}2$ мм.

Напруження у верхньому волокні бетону:

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}}\text{-}\frac{P_2e_{op2}(h-y_0)}{I_{red}}+\frac{M(h-y_0)}{I_{red}} =$$

$$= \frac{879{,}3*10^2}{137100}\text{-}\frac{879{,}3*10^2*257{,}2*(300-231{,}8)}{1008*10^6}+\frac{3812*10^4*(300-231{,}8)}{1008*10^6} = 1{,}69 \text{ МПа (стиск).}$$

Коефіцієнт:

$$\varphi = 1{,}6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1{,}6 - \frac{1{,}69}{11} = 1{,}44 > 1,$$

приймаємо $\varphi = 1$.

Геометричний відступ головної осі зведеної площі до верхнього ексцентричного ліміту розтягу:

$$r` = \varphi\frac{W_{red}}{A_{red}} = 1\times\frac{4349*10^3}{137100} = 31{,}7 \text{ мм.}$$

Результуючий чинник ексцентричного пресування відносно верхнього ліміту розтягу зведеної площі залізобетону:

$M_{rp} = P_2(e_{op2}\text{-}r`) = 879{,}3\times10^2\times(257{,}2 - 31{,}7) = 1983\times10^4$ Н*мм.

Перевіряємо умову утворення тріщин:

$M_r = M = 3812\times10^4$ Н*мм $> M_{crc} = R_{bt,ser}W_{pl}+M_{rp} = 1{,}15\times7611\times10^3+1983\times10^4 =$

$= 2858\times10^4$ Н*мм, що підтверджує появу вертикальних деформаційних щілин під час капітального використання будівлі за призначенням.

2.13 Розрахунок на розкриття тріщин, нормальних до осі поздовжніх ребер

Для елементів, що працюють на згин і мають широку стиснуту полицю невеликої товщини, при виконанні умови $x \le h$. Плече внутрішньої силової пари допускається вважати незмінним і визначати за формолою.

$$z = h_0\text{-}\frac{h`_f}{2} = 273\text{-}\frac{30}{2} = 258 \text{ мм,}$$

а відносна висота стиснутої зони:

$\xi = \frac{h`_f}{h_0} = \frac{30}{273} = 0{,}11.$

Нетривале розкриття тріщин

Додаткові напруження, що виникають у розтягнутій арматурі внаслідок прикладання зовнішніх сил:

$\sigma_s = \frac{M - P_2(z - e_{sp2})}{(A_s + A_{sp})z} = \frac{3812*10^4 - 879{,}3*10^2*(258+52{,}4)}{(39{,}3+308)*258} = 120{,}82$ МПа.

де $M = 3812\times10^4$ Н*мм – момент від повного навантаження за другою групою граничних станів;

$e_{sp2} = y_{sp} - e_{op2} = 204{,}8 - 257{,}2 = -52{,}4$ мм.

Розрахунок величини нетривалого розкриття тріщин за повного навантаження конструкції:

$a_{crc,1} = \delta\times\varphi_l\times\eta\times\frac{\sigma_s}{E_s}\times20\times(3{,}5-100\mu)\sqrt[3]{d} = 1\times1\times1\times\frac{120{,}82}{1{,}9*10^5}\times20\times(3{,}5-100\times0{,}007)\sqrt[3]{14} =$

$= 0{,}085$ мм,

де δ = 1 – для згинальних елементів; $\varphi_l = 1$ для короткочасної дії нантаження; $\eta = 1$ для стрижневої арматури періодичного профілю,

$\mu = \frac{A_s + A_{sp}}{bh_0} = \frac{39{,}3+308}{180*273} = 0{,}007 < 0{,}2$ – коефіцієнт армування; $d = 14$ мм – діаметр арматури, мм.

Ширину короткочасного загального розкриття тріщин з урахуванням тривалої дії постійних навантажень обчислюється за наведеною формулою:

$a_{crc} = a_{crc,1}\times[1+(\varphi_l-1)\frac{\sigma_{sl}}{\sigma_s}] = 0{,}09\times[1+(1{,}495-1)\frac{29{,}2}{120{,}82}] = 0{,}1$ мм,

де $\sigma_{sl} = \frac{M_l - P_2(z - e_{sp2})}{(A_s + A_{sp})z} = \frac{2993*10^4 - 879{,}3*10^2(258+52{,}4)}{(39{,}3+308)*258} = 29{,}2$ МПа;

$\varphi_l = 1{,}6 - 15\mu = 1{,}6 - 15\times0{,}007 = 1{,}495$ -для тривалої дії навантажень.

Величина розкриття тріщин становить:

$a_{crc} = 0{,}1 < [a_{crc}] = 0{,}4$ мм, що менше за гранично допустиме значення. Отже, умова виконується .

Тривале розкриття тріщин.

$a_{crc,2} = \delta\times\varphi_l\times\eta\times\frac{\sigma_{sl}}{E_s}\times20\times(3{,}5-100\mu)\sqrt[3]{d} =$

$= 1\times1{,}495\times1\times\frac{29{,}2}{1{,}9*10^5}\times20\times(3{,}5-100\times0{,}007)\sqrt[3]{14} = 0{,}031$ мм $< [a_{crc}] = 0{,}4$ мм,

тобто причина розкриття тріщин не перевищує гранично допустимих значень.

2.14 Розрахунок похилих перерізів поздовжніх ребер за утворенням тріщин

Розрахунок виконуємо біля грані опори.

Оскільки поперечна сила:

$Q = 25{,}97\times10^3$ Н $< \varphi_{b3}R_{bt,ser}\times b\times h_0 = 0{,}6\times1{,}15\times180\times273 = 33{,}91\times10^3$ Н,

тріщини, похилі до поздовжньої осі елемента, не утворюються.

2.15 Розрахунок прогинів плити покриття

Короткостроковий прояв повної комбінації завантажень на конструкцію.

Момент:

$M = M_r + P_2 e_{sp2} = 3812\times10^4 + 879{,}3\times10^2\times(-52{,}4) = 3351\times10^4$ Н*мм.

Коефіцієнт:

$$\varphi_f = \frac{(b`_f - b)h`_f + \frac{\alpha}{2\nu} * A`_s}{bh_0} = \frac{(2950-180)*30 + \frac{8{,}29}{2*0{,}45} * 280{,}7}{180*273} = 1{,}744,$$

де $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1{,}7*10^5}{2{,}05*10^4} = 8{,}29$; $\nu = 0{,}45$ - коефіцієнт, що характеризує пружно-пластичний стан бетону стиснутої зони при короткочасній дії навантаження.

Ексцентриситет:

$$e_{s,tot} = [\frac{M}{P_2}] = \frac{3351*10^4}{879{,}3*10^2} = 381 \text{ мм}.$$

Величини $\xi = 0{,}11$ і $z = 258$ прийняті раніше.

Коефіцієнт:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_r - M_{rp}} = \frac{1{,}15*7611*10^3}{3812*10^4 - 1961*10^4} = 0{,}473 < 1.$$

Коефіцієнт:

$$\psi_s = 1{,}25 - \varphi_{ls}\times\varphi_m - \frac{1-\varphi_m^2}{(3{,}5-1{,}8\varphi_m)\frac{e_{s,tot}}{h_0}} = 1{,}25 - 1{,}1\times0{,}473 - \frac{1-0{,}473^2}{(3{,}5-1{,}8*0{,}473)\frac{381}{273}} = 0{,}52 < 1,$$

де $\varphi_{ls} = 1{,}1$ – для арматури періодичного профілю.

Кривизна:

$$(\frac{1}{r})_1 = \frac{M}{h_0 z} * [\frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b * h_0 * E_b * \nu}] - \frac{P_2}{h_0} * \frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} = \frac{3351*10^4}{273*258} *$$

$$*[\frac{0{,}52}{1{,}7*10^5*39{,}3 + 1{,}9*10^5*308} + \frac{0{,}9}{(1{,}744+0{,}11)*180*273*2{,}05*10^4*0{,}45}] - \frac{879{,}3*10^2}{273} *$$

$$*\frac{0{,}52}{1{,}7*10^5*39{,}3 + 1{,}9*10^5*308} = 1{,}737\times10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Короткочасна дія постійних навантажень.

Момент:

$M = M_r + P_2 e_{sp2} = 2993\times10^4 + 879{,}3\times10^2\times(-52{,}4) = 2532\times10^4$ Н*мм.

Ексцентриситет:

$$e_{s,tot} = [\frac{M}{P_2}] = \frac{2532*10^4}{879{,}3*10^2} = 288 \text{ мм}.$$

Коефіцієнт:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_r - M_{rp}} = \frac{1{,}15*7611*10^3}{2993*10^4 - 1961*10^4} = 0{,}85 < 1.$$

Коефіцієнт:

$$\psi_s = 1{,}25 - \varphi_{ls}\times\varphi_m - \frac{1-\varphi_m^2}{(3{,}5-1{,}8\varphi_m)\frac{e_{s,tot}}{h_0}} = 1{,}25 - 1{,}1\times0{,}85 - \frac{1-0{,}85^2}{(3{,}5-1{,}8*0{,}85)\frac{288}{273}} = 0{,}18 < 1.$$

Кривизна:

$(\frac{1}{r})_2 = \frac{M}{h_0 z}*[\frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b * h_0 * E_b * \nu}] - \frac{P_2}{h_0}*\frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} = \frac{2532*10^4}{273*258}*$

$*[\frac{0{,}18}{1{,}7*10^5*39{,}3+1{,}9*10^5*308} + \frac{0{,}9}{(1{,}744+0{,}11)*180*273*2{,}05*10^4*0{,}45}] - \frac{897{,}3*10^2}{273}*$

$*\frac{0{,}18}{1{,}7*10^5*39{,}3+1{,}9*10^5*308} = 0{,}47\times10^{-6}$ мм$^{-1}$.

Тривала дія постійного навантаження.

Момент:

$M = 2532\times10^4$ Н*мм.

Коефіцієнт при $\nu = 0{,}15$ для тривалої дії навантаження та вологості повітря навколишнього середовища понад 40 %:

$\varphi_f = \frac{(b`_f - b)h`_f + \frac{\alpha}{2\nu} * A`_s}{b h_0} = \frac{(2950-180)*30 + \frac{8{,}29}{2*0{,}15}*280{,}7}{180*273} = 1{,}849.$

Коефіцієнт:

$\psi_s = 1{,}25 - \varphi_{ls}\times\varphi_m - \frac{1-\varphi_m^2}{(3{,}5-1{,}8\varphi_m)\frac{e_{s,tot}}{h_0}} = 1{,}25 - 0{,}8\times0{,}85 - \frac{1-0{,}85^2}{(3{,}5-1{,}8*0{,}85)\frac{288}{273}} = 0{,}44 < 1,$

де $\varphi_{ls} = 0{,}8$ – для арматури періодичного профілю.

Кривизна:

$(\frac{1}{r})_3 = \frac{M}{h_0 z}*[\frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b * h_0 * E_b * \nu}] - \frac{P_2}{h_0}*\frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} = \frac{2532*10^4}{273*258}*$

$*[\frac{0{,}44}{1{,}7*10^5*39{,}3+1{,}9*10^5*308} + \frac{0{,}9}{(1{,}849+0{,}11)*180*273*2{,}05*10^4*0{,}15}] - \frac{897{,}3*10^2}{273}*$

$*\frac{0{,}44}{1{,}7*10^5*39{,}3+1{,}9*10^5*308} = 1{,}36\times10^{-6}$ мм$^{-1}$.

Напруження:

$\sigma_s = 132{,}82$ МПа.

$\sigma`_s = 64{,}26$ МПа.

Відносна деформація:

$\varepsilon_b = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{132{,}82}{1{,}9*10^6} = 699\times10^{-6}.$

$\varepsilon`_b = \frac{\sigma`_s}{E_s} = \frac{64{,}26}{1{,}9*10^6} = 338\times10^{-6}.$

Кривизна:

$(\frac{1}{r})_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon`_b}{h_0} = \frac{699*10^{-6} - 338*10^{-6}}{273} = 1{,}32\times10^{-6}$ мм$^{-1}$

Повну кривизну з урахуванням тривалої дії навантаження визначаємо за формулою:

$\frac{1}{r} = (\frac{1}{r})_1 - (\frac{1}{r})_2 + (\frac{1}{r})_3 - (\frac{1}{r})_4 = 1{,}737\times10^{-6} - 0{,}47\times10^{-6} + 1{,}36\times10^{-6} - 1{,}32\times10^{-6} = 1{,}307\times10^{-6}$ мм$^{-1}$.

Прогин визначаємо за спрощеною формулою:

$f_{tot} = s*\frac{1}{r}*l_0^2 = \frac{5}{48}\times1{,}307\times10^{-6}\times5870^2 = 4{,}7$ мм,

де $s = \frac{5}{48}$ - для безперервного однакового зусилля вздовж робочого прольоту.

f_{tot} = 4,7 мм < [f] = 30 мм,
це свідчить, що лінійне зміщення балки задовольняє проектні ліміти.

Зважаючи на те, що зафіксовані показники мікротріщин та жорсткості настилу набагато нижчі за верхній поріг, потреба у додаткових скрупульозних обчисленнях відпадає.

2.16 Розрахунок міцності плити покриття на вплив попереднього обтиску на стадії виготовлення, транспортування та монтажу

Обчислення виконується для перерізу, розташованого під монтажною петлею, тобто на відстані l= 1020 мм від краю панелі.

Для цього розрахунку силу поперечного стиснення P приймають за зовнішнє навантаження. Розрахунок ведеться з урахуванням перших втрат через коефіцієнт точності натягу $y_{sp} > 1$. А також із впровадженням коефіцієнта експлуатаційної надійності y_n , що дорівнює 0,95.

$P = (y_{sp}\sigma_{sp1}\text{-}330)A_{sp}y_n = (1{,}1\times470{,}3\text{-}330)\times308\times0{,}95 = 54813$ Н,

де $y_{sp} = 1+\triangle y_{sp} = 1+0{,}1 = 1{,}1$.

Комбінований згинальний момент, спричинений попереднім обтисканням та вагою самого елемента маси плити покриття:

$M = Pe_{op}+M_g = 54813\times204{,}6+323\times10^4 = 1445\times10^4$ Н*мм.

Ексцентриситет прикладання зусилля:

$e_0 = \frac{M}{P} = \frac{1445*10^4}{54813} = 264$ мм.

Розрахунний переріз розглядаємо як позацентрово стиснутий прямокутний, оскільки полиця знаходиться в розтягнутій зоні.

Робоча висота:

$h_0 = h\text{-}a = 300\text{-}18 = 282$ мм.

Ексцентриситет e з урахуванням фізико-геометричних характеристик форми тавра:

$e = e_0+h\text{-}y_0\text{-}a`_s = 264+300\text{-}231{,}8\text{-}18 = 314{,}2$ мм.

$\omega = \alpha_1 - 0{,}008R_b = 0{,}85 - 0{,}008\times9{,}8 = 0{,}772$,

де $R_b = 8{,}17\times y_{b8} = 8{,}17\times1{,}2 = 9{,}8$ МПа (тут 8,17МПа - за інтерполяцією табличних даних між класами бетону В12.5 і В15 для R_{bp} = 10,5 МПа).

Коефіцієнт $y_{b2} > 1$, оскільки розглядається непродовжена дія навантаження.

Крайовий поріг зведеної координати шару стискання залізобетону::

$$\xi_R = \frac{\omega}{1+\frac{R_S}{\sigma_{scu}}(1-\frac{\omega}{1{,}1})} = \frac{0{,}772}{1+\frac{360}{400}(1-\frac{0{,}772}{1{,}1})} = 0{,}609,$$

Вертикальний габарит шару стискання з оцінкою нерівнозначного закладення верхнього та нижнього каркасів:

$$x = \frac{P-R_{sc}*A`_s+R_s*A_s}{R_b b} = \frac{54813-360*39{,}3+360*280{,}7}{9{,}8*180} = 80{,}34 \text{ мм} < x_R = \xi_R\times h_0 = 172 \text{ мм}.$$

Умова:

Pe = 54813×314,2 = 1722×10^4 Н*мм < R_b×b×x× (h_0-0,5x)+R_{sc}×$A`_s$× ($h_0$-$a`_s$) =
= 9,8×180×80,34× (282-0,5×80,34)+360×280,7× (282-18) = 6095×10^4 Н*мм,
умова виконується, тобто міцність плити є достатньою

3 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1 Проектування фундаментів

Розташування фундаментів прийнято з урахуванням температурних швів, які поділяють будівлю на окремі секції довжиною до 60-72м. План фундаментів наведено на рис.6.

Визначення розмірів фундаментів.

а). Розміри фундаментів визначено відповідно до додатка 7.3 [12], на основі якого встановлено розміри баз залізобетонних колон. У розрахунках усі колони будівлі умовно прийнято такими, що відповідають першому каркасу. Висоту підколонника та питому вагу арматури прийнято за вихідними даними.

З урахуванням висоти оголовка колони (H_1) – 15,6 м, крок колон (a_1) - 12 м та (a_2) - 6 м та вантажопідйомності мостового крана (Q_1) - 50 т згідно додатком 6.3 [12] для будівлі прийнято крайні колони марки 1КД156 з розміром бази колони 1300×500 мм у кількості 78 шт.

б). Геометричні розміри фундаментів будівлі визначаємо за допомогою таблиці 17.

На основі цих даних затверджуємо параметри для середніх і крайніх фундаментів Ф7.2.7.Розміри 1-ї ступені фундаменту 3,0×2,4×0,3(h) м, 2-ї ступені фундаменту 2,1×1,8×0,3(h) м, підколонника 2,1×1,2×1,5(h) м, глибина стакану 1,2 м (див. рис. 7).

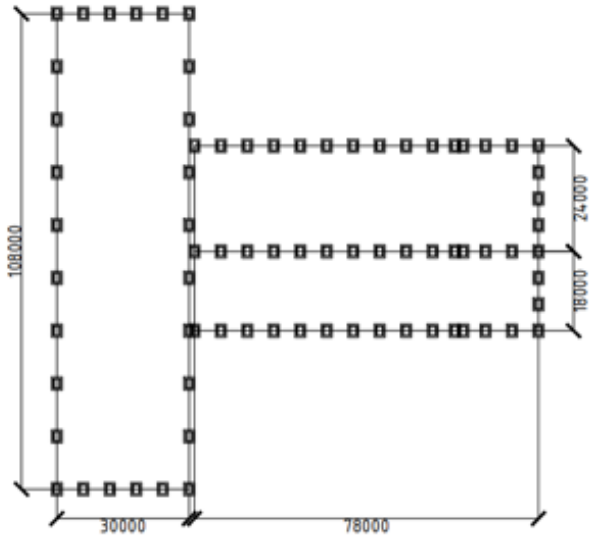


Рис. 6 План фундаментів

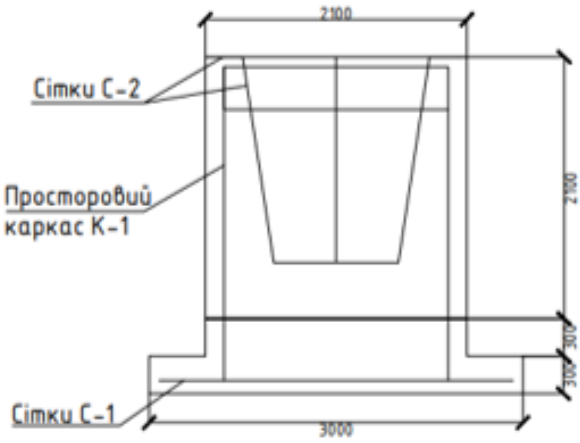


Рис. 7 Схема фундаменту.

3.2Визначення обсягів робіт

Площа щитів опалубки на Ф 7.2.7

$F_1=3\times0,3=0,9\times2=1,8$ *м²* *Кільк. 2* шт.

$F_2=2,4\times0,3=0,72\times2=1,26$ *м²* *Кільк. 2* шт.

$F_3=2,1\times0,3=0,63\times2=1,44$ *м²* *Кільк. 4* шт.

$F_4=1,8\times0,3=0,54\times2=1,08$ *м²* *Кільк. 2* шт.

$F_5=2,1\times1,5=3,15\times2=6,3$ *м²* *Кільк. 2* шт.

$F_6=1,2\times1,5=1,8\times2=3,6$ *м²* *Кільк. 2* шт.

$F_7=2,8$ *м²* (гніздоформувач) *Кільк. 1* шт.

Загальна площа щитів.

Щитів площею до1 м²

$F_{оп}=(1,8+1,26+1,44+1,08)\times78=5,58\times78=435,24$ м²

Щитів площею від 1 м² до 2 м²

$F_{оп}=3,6\times78=280,8$ м²

Щитів площею більше 2 м²

$F_{оп}=(6,3+2,8)\times78=709,8$ м²

Об'єм бетону Ф7.2.7

$V=5,96\times78=464,88$ м³

Маса арматури.

$m=(3,3\times5,96)/100=0,197$ т =196,7 кг

Маса сіток (каркасу).

$m_{C1}=196,7\times0,6=118,02$ кг Приймаємо 1 сітку 118 кг

$m_{C2}=196,7\times0,3=59,01$ кг Приймаємо 1 сітки по 59 кг

$m_{K1}=196,7\times0,05=9,835$ кг Приймаємо 2 сітку 10 кг

Загальна кількість сіток та каркасів.

$С_1$ - 78 шт., $С_2$ - 156 шт., $К_1$– 78 шт.

Площа підмосток.

$F_{під.}=0,7\times1\times2\times78=1,4\times78=109,2$ м²

0,7×1- розміри підмосток, м

Технологічний догляд за залізобетонними конструкціями.

Загальна площа елементів, що накриваються вологомістким матеріалом.

$F_{вкр.} = 3×2,4×78=7,2×78= 561,6$ м^2

Розмір поверхонь, які зволожують водою.

$F_{пол.} = 7,2×12×78=86,4×78= 6739,2$ м^2

12 -число поливань, од.

Виконання ізоляційних процесів.

Обсяг робіт з ізоляції горизонтально орієнтованих поверхонь.

$F_{із.г.} = (7,2–(2,1×1,2)× 78 =4,68×78= 365,04$ м^2

Обсяг гідроізоляційних робіт на вертикальних конструкціях.

$F_{із.в.} =((5,58+3,6+9,1-2,8)× 78=15,48×78=1\ 207,44$ м^2

Підсумкові результати розрахунків слугують базою для заповнення відомості робочих обсягів (табл.15).

Графічна частина доповнюється маркувальною схемою фундаменту східчастого типу (рис. 7).

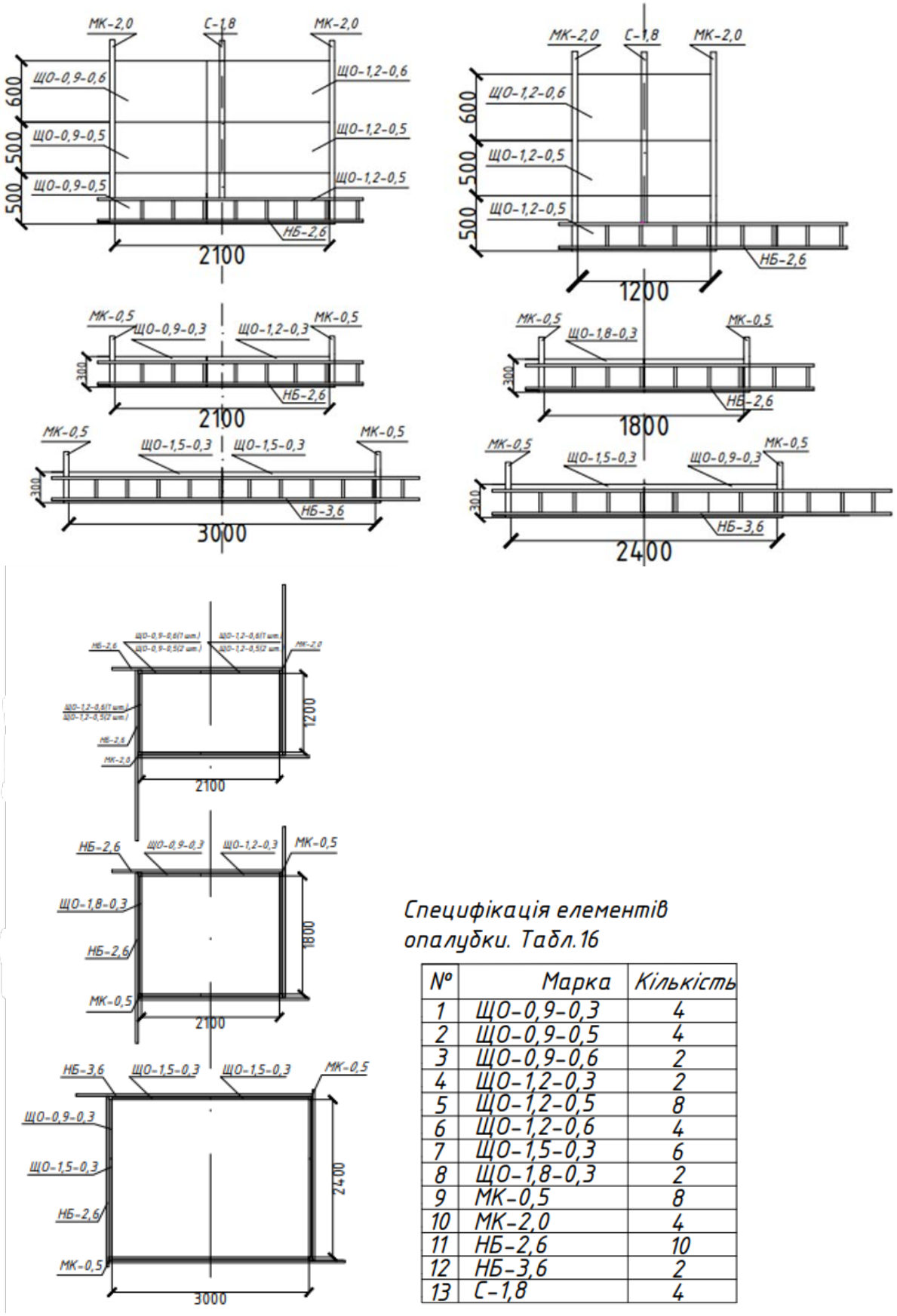
Формується таблиця 16 зі специфікацією інвентарної опалубки. Стовбчаста опора, куди включають усі складники опалубного комплекту, а також деревину для добірних елементів.

Табл.15

Відомість об’ємів робіт.

№п/п	Назва процесів(операцій)	Одиниця виміру	Об’єм робітна один елемент	Кількість фундаментів	Загальний об’єм робіт
1	2	3	4	5	6
1	Встановлення краном арматурних сіток в горизонтальному положенні масою 0,3т	$\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$	$\frac{1}{0,118}$	78	$\frac{78}{9,20}$
2	Встановлення краном арматурних каркасів в вертикальному положенні масою 0,3т	$\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$	$\frac{1}{0,59}$	78	$\frac{78}{46,02}$
3	Встановлення сіток вручну масою до 20кг	$\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$	$\frac{2}{0,010}$	78	$\frac{156}{1,56}$

4	Монтаж(демонтаж) опалубки S до 1м^2 S до 2м^2 S більше 2м^2	 м^2 м^2 м^2	 5,58 3,6 9,1	78	 435,24 280,8 709,8
5	Збірка, переставлення підмостків	м^2	1,4	78	109,2
6	Бетонні роботи	м^3	5,96	78	464,88
7	Укривання поверхонь рогорожею	м^2	7,2	78	561,6
8	Поливання поверхні водою	м^2	86,4	78	6739,2
9	Фарбувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	 м^2 м^2	 4,68 15,48	78	 365,04 1207,44



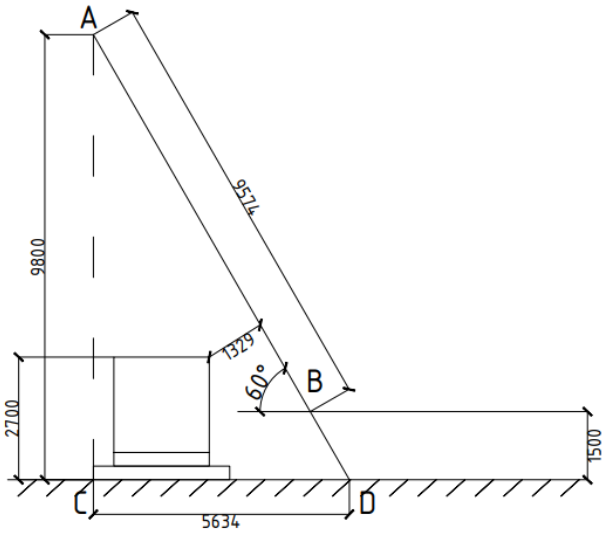
Специфікація елементів опалубки. Табл.16

№	Марка	Кількість
1	ЩО-0,9-0,3	4
2	ЩО-0,9-0,5	4
3	ЩО-0,9-0,6	2
4	ЩО-1,2-0,3	2
5	ЩО-1,2-0,5	8
6	ЩО-1,2-0,6	4
7	ЩО-1,5-0,3	6
8	ЩО-1,8-0,3	2
9	МК-0,5	8
10	МК-2,0	4
11	НБ-2,6	10
12	НБ-3,6	2
13	С-1,8	4

Рис. 8 Маркувальне креслення фундаменту східчастого типу та перелік деталей опалубки

3.3 Вибір методів виконання робіт та засобів механізації

Визначаємо графічним шляхом монтажні характеристики крану



Технологія бетонування передбачає використання схеми «кран-баддя». Визначення характеристик бадді проводимо за допомогою таблиці 1[11]. Подачу бетонної маси передбачено виконувати за допомогою неповоротної бадді, об'єм якої становить 0,8 м^3, маса бадді з бетоном складає 3,58 т, розрахункова висота 3 м.

Рівень підняття монтажного гака відносно нульової відмітки

$H_{пот} = H_{стр} = h_1+h_2+h_3+h_4+ h_5=2,1+0,5+3+2,2+2=9,8$ *м*

де h_1 –висота колони Ф7.2.7;

h_2 – зазор(0,5-1,0);

h_3 – розрахункова довжина бадді;

h_4 – розрахункова довжина такелажного пристосування [13];

h_5 – довжина поліспасту

3. Виліт стріли

$L_c=CD=5,6$ м

Вантажопідйомність гаку

$G_m=G_1+\Sigma g=3,58+0,078=3,658$ *т*

G_1–маса бадді з бетоном;

Σg–маса такелажного пристосування [13];

Довжина стріли

$l_{стр}=AB=9,6$ *м*

Автокран потрібен для допоміжних робіт, тому за ведучу машину приймаємо автокран МКА-16 зі стрілою 15 м, і вантажопідйомністю7,5 т [13] (рис.9).

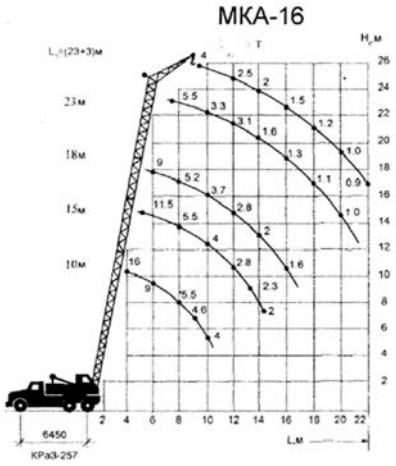


Рис.9 Вантажо висотні характеристики крану

Для забезпечення об'єкта рідким монолітом закладаємо в проект бетонозмішувальний комплекс типу СБ-127(табл.6) [11] з об'ємом виходу $V_{тр.}$=6 м^3.

Для ущільнювального глушіння цементної маси в горизонтальному ярусі з відміткою h_c=0,43 м приймаємо 2 вібратора з гнучким валом ВЕРБ-66[11] з довжиною робочої частини $L_в$=0,36 м і радіусом дії $R_в$=0,25 м.

3.4 Калькуляція на зведення монолітних залізобетонних фундаментів

Табл. 17

Калькуляція трудових витрат і заробітної плати
влаштування фундаментів[15]

Найменування процесу	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудомісткість, люд.-год.		Заробітна платня, грн.		Склад ланки	
		Один. виміру	Кіль-кість	На одиницю	Всього	На одиницю	Всього	Професія, розряд	Кіль-кість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Встановлення краном арматурних сіток С-1 при масі понад 100 кг	Е4-1-44 т.1	шт.	78	0,42	32,76	7,4	577,6	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення арматурних сіток та каркасів К-1, краном при масі понад 50 кг	Е4-1-44 т.2	шт.	78	0,6	46,8	10,6	825,2	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення сіток вручну, при масі до 20 кг	Е4-1-44 т.2	шт.	156	0,17+0,11 =0,28	43,68	4,8	755,9	арматурник 3 р. 2 р.	1 2

продовження табл.17

Встановлення щитів дерев'яної опалубки окремо розташованих ступінчастих фундаментів	Е4-1-34 т.2	м^2	1425,84	0,38	541,82	7,5	10650,5	тесляр 4 р. 3 р.	1 1
Те ж	Е4-1-34 т.2	м^2	1425,84	0,21	299,42	3,7	5279,5	тесляр 3 р. 2 р.	1 1
Переставляння підмостків	Е6-3 т2	м^2	109,2	0,12	13,1	2,07	226,8	тесляр 4р. 2р. підс.роб.1р.	1 1 1
Приймання бетонної суміші у баддю	Е-4-1-54	100м^3	4,65	8,2	38,13	137,8	640,8	бетонник 2р.	1
Подавання бетонної суміші краном у баддю	Е-1-6-49 т.2	100т	9,3	$\frac{6,4}{3,2}$	$\frac{59,52}{29,76}$	113,9	1060,05	бетонник 2р. машиніст 4р.	1 1
Вкладання бетонної суміші краном у окремо розташовані фундаменти об'ємом до 5,69 м^3	Е4-1-49 т.1, п.3	м^3	464,88	0,33	153,4	6,09	2831,96	бетонник 4р. 2р.	1 1
Вкривання бетонної поверхні рогожею	Е4-1-54	100 м^2	5,62	0,21	1,18	3,53	19,83	бетонник 2р.	1
Поливка бетонної поверхні водою з шлангу за один раз	Е4-1-54	100 м^2	67,39	0,14	9,4	2,35	158,5	бетонник 2р.	1
Зняття з бетонної поверхні рогожі	Е4-1-54	100 м^2	5,62	0,22	1,2	3,7	20,8	бетонник 2р.	1
Фарбувальна гідроізоляція розрідженим бітумом вручну вертикальних поверхонь	Е11-37	100 м^2	12,07	8,3	100,18	153,2	1849,3	ізолюваль-ник 4р. 2р.	1 1
Те ж, горизонтальних	Е11-37	100 м^2	365,04	4,8	17,52	88,61	323,45	ізолюваль-ник 4р. 2р.	1 1
Разом					1358,11		57242,34		

3.5 Техніко-економічні показники

Бюджетна виробнича вартість зміни функціонування транспортних засобів та автоматизованих пристроїв. Фінансові витрати на зміну корисного використання вантажопідйомної автомобільної техніки МКА-16.

$C_0=(1,08\Sigma C_{маш\text{-}год.i}\times T_i\times n_i+1,5\times Зп)/V$

$C_0=(1,08\times 417,02\times 41,22\times 1+1,5\times 1060,05)/ 464,88=43,35$ грн

Для автокранів шифр з 202-1140 до 202-1143 [16]

де $С_{маш.-год.\ і}$ – вартість експлуатації однієї машино-години конкретного механізму (кран або автобетононасос), грн.;

$С_{маш.-год.\ і}$=37,45 год, приймаємо згідно [16]

$Т_{і}$ – час роботи конкретного механізму, год.;

$Т_{і}$=41,26 год.

$n_{і}$ – кількість механізмів, шт.;

$n_{і}$=1 шт.

$З_{п}$ – зарплатня із калькуляції, грн.;

$З_{п}$=113,98 грн.

V – об'єм бетону, м ^{3};

V=5,96×78=464,88 м ^{3}

Корегуємо значення $С_{маш.-год.і}$ з урахуванням сьогоднішньої вартості палива (приймаємо 55 грн/кг).

Для автокрану з вантажопідйомністю 16т (шифр 202-1143) за час роботи витрачається 7,45 кг/палива.

По обраному шифру з другої частини [16] виписуємо старе значення

$С_{маш.-год.\ і}$ – 37,45 грн(2 стовбчик) і стару вартість палива 17,28 грн.

Корегуємо значення $С_{маш.-год.\ і}$=24,55-17,28+7,45×55=417,02 грн

Трудомісткість влаштування 1 м^3 бетонного фундаменту.

$$q = \frac{Q_{руч}}{V} = \frac{1358,11}{464,88} = 2,92 \text{ люд.} - \text{год.}/\text{м}^3$$

Тривалість робіт згідно календарного графіка становить 21 днів

Технологічна нормаль [15]

табл.18

№ п/п	Згідно пункту ЕНіР	Найменування робіт	Об'єм робіт		Кількість		% виконання	Машини		Кваліфікаційний та чисельний склад бригади	Кількість змін на добу	Тривалість
			Один. виміру	Один. виміру	Нормативна, люд.-зм	Прийнята, Люд.-зм		Тип, марка	Кільк.			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Е4-1-34	Встановлення арматури	шт	78+78+ 156=312	15,4	16	96	МКА-16	1	арматурник 4 р.-2 2 р.-2	2	2
2	Е4-1-44	Встановлення опалубки	$м^2$	1425,84	67,7	64	105	МКА-16	1	тесляр 4р.-2 3р.-2	2	8
3	Е4-1-49	Демонтаж опалубки	$м^2$	1425,84+ 109,2= 1535,04	39,1	39	100	МКА-16	1	тесляр 4р.-1 3р.-1 2р.-1	2	6,5
4	Е4-1-54	Бетонні роботи	$м^2$	464,88	$\frac{31,4}{3,72}$	$\frac{30}{4}$	$\frac{104}{93}$	МКА-16	1	бетонник 4р.-2 2р.-1	2	5
5	Е4-1-34	Догляд за бетоном	$100м^2$	5,62+67,39 +5,62=78,63	1,5	2	75	-	-	бетонник 2р.-1	2	1
6	Е-11-37	Ізоляція поверхонь та інші роботи	$100м^2$	12,07+3,6= 15,67	14,7	14	105	-	-	ізолювальник 4р.-1 2р.-1	2	3,5

3.6 Технологія зведення монолітних стовбчастих фундаментів

Опалубочні роботи

Проектне моделювання технологічного ланцюжка регламентує покрокове розгортання формоутворювальних процесів на робочих ділянках. Воно визначає вектор переміщення задіяного інвентарю, будівельних ланок та робітничих загонів. Додатково на плані фіксують зони складування щитових комплектів та майданчики, де окремі щити об'єднують у великорозмірні залізобетонні матриці чи укрупнені модулі.

До початку монтажних заходів здійснюють рознесення центральних осей майбутньої споруди. Для цього стійким кольоровим маркером проставляють орієнтири на фундаментній підготовці та крайніх точках щитових ліній. Під час зведення підземних опорних конструкцій осьові лінії фіксують на контрольних дерев'яних палях, заздалегідь розміщених по периметру підошви котловану.

На спеціальних ділянках здійснюють стикування рамних систем, блоків чи комплексних арматурно-опалубних систем. Оскільки щити використовуються циклічно, їхні робочі площини ретельно відмивають від застиглого цементного розчину. Сталеві чи дерев'яні поверхні покривають захисними емульсіями (антиадгезійними сумішами), які зводять до мінімуму схоплювання залізобетону з формою та полегшують подальше безпечне розбирання елементів без пошкодження кутів.

Формувальні модулі виставляють на відмітку у такий спосіб, щоб розмічальні насічки на бетоні та каркасі чітко сумістилися. Після цього за допомогою регульованих розчалок та підкосів перевіряють вертикальність стінок і остаточно блокують кріпильні вузли. На внутрішній стороні бортів промальовують лінійні рівні, що обмежують об'єм заливки бетону.

Арматурні роботи

Арматурні роботи включають приймання та складування матеріалів, виготовлення та монтаж просторових каркасів, а також фінальний контроль якості перед бетонуванням [14]. Захисний шар бетону забезпечується встановленням фіксаторів, а постачання здійснюється комплектами для конкретних конструкцій [14]. Більше інформації про арматурні роботи можна знайти у навчальних матеріалах зі зведення монолітних конструкцій.

Бетонні роботи

Зважаючи на конфігурацію залізобетонних елементів, ступінь рухливості будівельного розчину та обрані методи його пресування, укладання рідкої маси здійснюють кількома шляхами. Це може бути пошарове заповнення форми (по горизонталі, під кутом або уступами), сегментна заливка окремими картами-ділянками в один рівень, або безперервний цикл на повний вертикальний габарит конструктивного блока.

Покрокове нанесення суміші застосовують тоді, коли технологія вимагає паралельного механічного згущення залізобетону за допомогою віброобладнання. Показник осадки конуса для таких розчинів варіюється в межах 0–10 см, що безпосередньо залежить від габаритів, металомісткості та густини розташування внутрішнього арматурного каркаса.

Висота кожного горизонтального прошарку заливки прямо пропорційна технічним можливостям ущільнювальних засобів. Під час експлуатації потужних підвісних систем із вертикальним вектором дії, товщину рідкого горизонту призначають на 5–10 см меншою за довжину заглибного робочого наконечника (булави).

Вібраційна обробка є ефективною для сумішей із рухливістю в межах 0–9 см. Якщо застосувати розчин із вищим вмістом води, надлишкова кінетична енергія коливань спровокує стрімке гравітаційне падіння щебеню на дно форми, що призведе до порушення однорідності й розпаду монолітної структури.

Тривалість безперервної механічної деформації суміші становить від 30 до 100 секунд. Протягом цього інтервалу завершується повна осадка цементного тіла, а на поверхні фіксується виділення повітряних пухирців та поява цементного глянцю (молока). Ці ознаки сигналізують про потребу негайного вимкнення апарату, оскільки подальша дія роз'єднає фракції матеріалу через занурення великих камінців.

Якщо показники термометра на майданчику перевищують +15 °C, штучний камінь потребує штучного насичення вологою. Протягом перших трьох діб його зрошують у світлий час доби з інтервалом у 3 години, а в наступні дні циклу — мінімум тричі на день. У разі попереднього захисту відкритих ділянок вологоутримувальними покриттями (пергаміном, мішковиною, матами чи брезентом), часові паузи між поливами дозволяється подовжувати в 1,5 раза.

4 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

4.1. Характеристика об’єкту та вибір методів використання робіт.

Запроектовано одноповерхову промислову каркасну будівлю з трьома прольотами. Перший прогоном L_1=30 м, довжиною B_1=108 м, з відміткою оголовку колон. H_1=13,2 м, кроком колон a_1=12 м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю Q_1=32 т, другий та третій L_2=18м L_3=24 м, довжиною B_2 =78 м, з відміткою оголовку колон H_2=15,6 м, кроком колон a_2/a_3=6 м, обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю Q_2/Q_3=30/50 т.Для 2 та 3 прольотів колони крайніх та середніх рядів двогілкові, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, підкранові балки довжиною 6 та 12 м, кроквяні балки довжиною 6 та 12, ферми довжиною 24 м та 18м, плити покриття ребристі 1,5×6 м та 1,5×12 м, фундаментні балки довжиною 6 та 12 м, стінові панелі довжиною 6 та 12 м, висотою 1,2 м.

Для організації будівництва об’єкт поділено на три захватки відповідно до кількості прольотів.

Приймаємо наступні методи виконання робіт:

1.Земляні роботи виконують гусеничним екскаватором ЭО-4122 зі зворотною лопатою (ковш 0,5 м^3) після зняття рослинного шару. Планування майданчика здійснюється бульдозером ДЗ-19 та катком ДУ-50.

2. Фундаментні роботи передбачають улаштування монолітних залізобетонних фундаментів за схемою «кран-баддя» із застосуванням автокрана МКА-16.

3. Монтаж конструкцій виконують самохідними гусеничними кранами. Послідовно монтують колони, підкранові балки, конструкції покриття та стінові панелі. Монтаж здійснюють переважно методом вільного піднімання, а колони-методом обертання.

4. Інші роботи. Улаштування покрівлі виконуємо по захваткам вздовж довшої сторони прольоту. Потім виконуємо засклення віконних прорізів по периметру будівлі. Після цього виконуємо всі інші опоряджувальні роботи по захваткам. Олійне фарбування вікон та оздоблення стін виконуємо згори донизу по периметру будівлі.

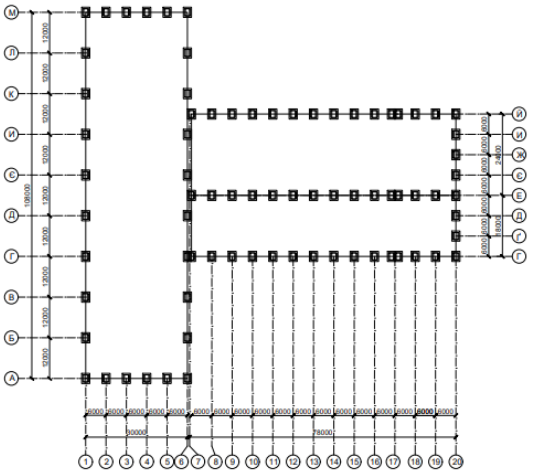


Рис. 10-Схема будівлі

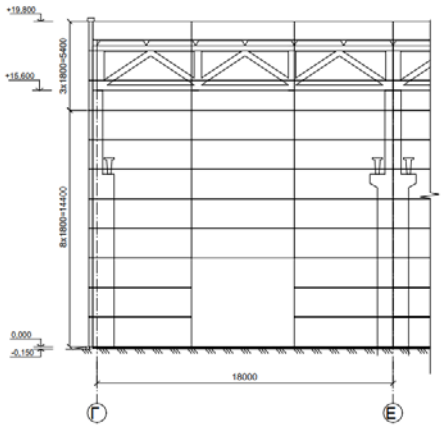


Рис. 11-Схема розташування стінових панелей
в торці будівлі

Таблиця 19. Специфікація збірних елементів

№ за/п	Назва елементу	Марка елементу	Кількість шт.	Розміри, м			Об'єм, м^2		Вага, т	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елементу	Всіх елементів	Одного елементу	Всіх елементів
1	Колона крайнього ряду	1КД156	50	16950	1300	500	6,38	319,0	16,0	800,0
2	Колона середнього ряду	2КД156	15	16950	1900	600	9,64	144,6	24,1	361,5
3	Фахверкова колона	9КФ163-1	13	16300	600	400	3,52	45,76	8,79	114,27
4	Підкранова балка 6 м	БКНВ 6-4с	52	5950	600	1000	1,66	86,32	4,2	218,4
5	Підкранова балка 12 м	БКНБ 6-3с	18	11950	650	1400	4,63	83,34	11,7	210,6
6	Кроквяні конструкції	ФПП 6-24	15	24000	2800	240	5,0	75,0	15,4	231,0
		ФПП 6-18	15	18000	2700	180	3,2	48,0	8,0	120,0
		ФС-30-16	10	30000	3450	350	6,7	67,0	16,7	167,0
7	Плити покриття	ПНС-1..4	182	5970	300	2960	1,07	194,74	2,3	418,6
		ПНП-28…34	90	11960	450	2960	2,48	223,2	7,0	630,0
8	Фундаментні балки	ФБН-1	18	10700	400	300	1,16	20,88	2,9	52,2
		ФБ6-2	56	5050	450	250	0,52	29,12	1,3	72,8
9	Стінові панелі	ПСЛ 16-20	143	6000	1200	240	1,7	243,1	1,9	271,7
		ПСЛ 20-24	182	12000	1200	300	3,4	618,8	4,8	873,6
		ПСЛ 16-20	363	6000	1800	240	2,56	929,28	2,9	1052,7
10	Стійки воріт	СВ	8	3600	400	400	0,576	4,608	1,44	11,52
11	Ригелі воріт	РВ	4	440	400	700	1,232	4,928	3,08	12,32
Всього			1234					3137,676		5618,21

Встановлення обсягів технологічних процесів

Кількісні показники будівельних процесів розраховуються на основі комплекту архітектурно-будівельних креслень. Наявність додатків, а також обчислень, проведених на етапі проектування каркасної будівлі. Результати геометричних та кількісних підрахунків зведено у таблиці 20.

Відомість обсягів робіт

Таблиця 20

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика (S×1,15)=(108×30+78×42)×1,15=6516×1,15	1000 м^2	7,493
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см (S×0,15)= 6516×0,15	1000 м^3	0,977
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м^3 у відвал ($V_к$= S×h -$V_г$)=6516×2,75-873	1000 м^3	17,05
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди ($V_г$= $V_{пф}$ +$V_{фк}$+ $V_{фо}$+ S×(0,1+0,02))= 56+465+240+6516×0,12	1000 м^3	0,873
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) (кільк.фунд. ×$S_ф$×0,1)= 78×3,0×2,4×0,1	100 м^3	0,56
6	Бетонна підготовка під фундаменти (кільк.фунд. ×$S_ф$×0,1)= 78×3,0×2,4×0,1	100 м^3	0,56
7	Влаштування монолітних фундаментів ($V_{фк}$ = ©кільк.фунд. ×$V_ф$)= *=5,96×78=464,88*	100 м^3	4,65
8	Влаштування фундаментів під обладнання ($V_{фо}$=80 м^3×кільк.прольотів)=80×3	100 м^3	2,4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна =((5,58+3,6+9,1-2,8)× 78=15,48×78=1 207,44 м^2	100 м^2	12,07
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна (7,2–(2,1×1,2)× 78 =4,68×78= 365,04 м^2	100 м^2	3,65
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. ($V_з$)	1000 м^3	17,05
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці ($V_з$)	1000 м^3	17,05
13	Монтаж колон	шт.	78
14	Монтаж підкранових балок	шт.	70
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м^2	6516
16	Монтаж конструкції огорожі ($S_о$=P×h)=143×6×1,2+182×12×1,2+363×6×1,8	м^2	7570
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м^2	65,16
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м^2	65,16
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м^2	65,16
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м^2	65,16
21	Оздоблення покрівельною сталлю (0,7×L)=0,7×(366)	100 м^2	2,56

Продовження таблиці 20

22	Фарбування стін з середини приміщень (S_o)	100 м^2	75,70
23	Фарбування фасадів (S_o)	100 м^2	75,70
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S_o)	100 м^2	3,24
25	Фарбування конструкцій покриття (S×1,6)	100 м^2	104,25
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м^2	65,16
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м^2	65,16
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м^2	65,16
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % So)	100 м^2	3,24
30	Сантехнічні роботи (Vбуд.×0,03)	3%	992,91
31	Електротехнічні роботи (Vбуд.×0,03)	3%	992,91
32	Благоустрій території (Vбуд.×0,01)	1%	330,9
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання (Vбуд.×0,1)	10%	4964,59
35	Пусконалагоджувальні роботи (Vбуд.×0,005)	0,5%	165,48

4.2 Картка-визначника календарного графіка

№	Назва робіт та комплекс робіт	Обсяг робіт		Код роботи	Норма на одиницю виміру.		Трудомісткість на весь обсяг				Основні механізми		Виконавець		Число змін	Тривалість, дні
							Люд-год		Маш-год				Бригада			
		Оди. виміру	Кількість		люд-год	маш-год	Норм.	Прийн.	Норм.	Прийн.	Найменн.	Кільк.	Проф.	Кільк.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Планування майданчика	1000 м²	7,493	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	4,49	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м³	0,977	РЭСН 1-24-2	-	19,55	-	-	19,1	16,0	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	1
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м³ у відвал I II III	1000 м³	17,05 5,68 5,68 5,69	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	333,32 111,04 111,0 111,24	-	724,63 241,4 241,4 241,82	720 240 240 240	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	2	Машиніст 6р-1, Водій 2кл.-5	1+5	2 2 2	7,5 7,5 7,5
4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди I II III	1000 м³	0,873 0,28 0,3 0,3	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	19,3 6,18 6,63 6,63	-	55,8 17,9 19,17 19,17	48 16 16 16	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	2	Машиніст 6р-1 Водій 2кл.-5	1+5	2 2 2	1 1 1
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) I II III	100 м³	0,56 0,19 0,19 0,19	РЭСН 1-164-2	261,8	-	146,61 49,74 49,74 49,74	288 96 96 96	-	-	-	-	Землекоп 3р-1, 2р-1	2	2	3 3 3

6	Бетонна підготовка під фундаменти I II III	100 м³	0,56 0,19 0,19 0,19	РЭСН6-1-19	527,8	94,56	295,57 100,3 100,3 100,3	160 96 32 32	52,95 19,06 19,06 19,06	-	МКА-16	1	Бетонник 3р--2	2	2	1 1 1
7	Влаштування монолітних фундаментів I II III	100 м³	4,65 1,55 1,55 1,55	РЭСН 6-1-8	340,75	66,85	1584,49 528,2 528,2 528,2	1536 512 512 512	310,85 103,6 103,6 103,6	-	МКА-16	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	4 4 4
8	Влаштування фундаментів під обладнання I II III	100 м³	2,4 0,8 0,8 0,8	РЭСН 6-4-5	268,25	39,45	643,8 214,6 214,6 214,6	600 200 200 200	94,68 31,56 31,56 31,56	-	МКА-16	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	1+4	2	2,5 2,5 2,5
9	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. I II III	1000 м³	17,05 5,68 5,68 5,68	РЭСН 1-27-2	-	13,75	-	-	234,43 78,1 78,1 78,1	216 72 72 72	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	4,5 4,5 4,5
10	Ущільнення грунту при зворотній засипці I II III	1000 м³	17,05 5,68 5,68 5,68	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	285,76 95,2 95,2 95,2	288 96 96 96	Ду-50	1	Машиніст 6р-1	1	2	6 6 6
11	Монтаж колон I II III	Шт.	78 26 26 26	Калькуляція	12,09	2,28	943,02 314,34	864 288 288 288	177,84 59,28 59,28 59,28	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	1+5	2	3 3 3

							314,34 314,34									
12	Монтаж підкранових балок I II III	Шт.	70 23 23 24	Калькуляція	7,25	1,46	507,5 166,75 166,75 174	432 144 144 144	102,2 33,58 33,58 35,04	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	1+5	2	1,5 1,5 1,5
13	Монтаж ферм покриття 18м, 24м, 30м Монтаж плит покриття I II III	Шт.	312 104 104 104	Калькуляція	3,76	0,77	1173,12 391,04 391,04 391,04	1080 360 360 360	240 80,08 80,08 80,08	-	СКГ-63БС	1	Монтажник 5р-1,4р-2,3р-1, Електрозварн. 4р-1	1+4	2	4,5 4,5 4,5
14	Монтаж стінових панелей 6, 12 м Монтаж фундаментних балок 6, 12 м Монтаж елементів воріт I II III	Шт.	774 258 258 258	Калькуляція	3,69	1,04	2856,06 952,02 952,02 952,02	2736 912 912 912	804,96 268,32 268,32 268,32	-	КС-7362, ЛЕ-100-300	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	1+5	2	9,5 9,5 9,5
15	Ущільнення ґрунту щебнем I II III	100 м²	65,16 21,72 21,72 21,72	РЭСН 1-136-1	1,21	1,21	78,84 26,28 26,28 26,28	48 16 16 16	78,84 26,28 26,28 26,28	48 16 16 16	-	-	Бетонник 2р-2	2	2	0,5 0,5 0,5

16	Улаштування чорнової підлоги I II III	100 м²	65,16 21,72 21,72 21,72	РЭСН 11-14-1	47,87	-	3119,2 1039,74 1039,74 1039,74	3000 1000 1000 1000	-	-	-	-	Бетонник 4р-2, 3р--2, 2р-1	5	2	12,5 12,5 12,5
17	а) Влаштування пароізоляції в один шар I II III	100 м²	65,16 21,72 21,72 21,72	РЭСН 12-20-4	14,69	-	957,2 319,07 319,07 319,07									
18	б) Влаштування утеплювача плитного I II III	100 м²	65,16 21,72 21,72 21,72	РЭСН 12-18-3	63,67	-	4148,73 1382,9 1382,9 1382,9									
19	в) Улаштування цементно-піщаної стяжки I II III	100 м²	65,16 21,72 21,72 21,72	РЭСН 12-22-1	38,39	-	2501,5 833,83 833,83 833,83									
20	г) Наклеювання тришарового рулонного килиму I II III	100 м²	65,16 21,72 21,72 21,72	РЭСН 12-2-1	30,1	-	1961,32 653,77 653,77									

							653,77									
21	д) Оздоблення покрівельною сталлю I II III	100 м²	2,56 0,85 0,85 0,85	РЭСН 12-15-1	132,8	-	339,97 112,88 112,88 112,88									
	∑ (покрівельні роботи) I II III						9908,72 3302,45 3302,45 3302,45	9600 3200 3200 3200	-	-	-	-	Бригада покрівельників	20	2	10 10 10
22	Засклення металевих рам промислових будівель I II III	100 м²	3,24 1,08 1,08 1,08	РЭСН 15-208-1	71,77	0,78	232,53 77,51 77,51 77,51	144 48 48 48	2,53 0,84 0,84 0,84	-	-	-	Бригада склярів 3р-6	6	2	0,5 0,5 0,5
23	а) Фарбування стін з середини приміщень I II III	100 м²	75,70 25,23 25,23 25,23	РЭСН 15-152-1	15,18	-	1149,13 382,9 382,9 382,9	-								
24	б) Фарбування фасадів I II III	100 м²	75,70 25,23 25,23 25,23	РЭСН 15-155-2	30,85	-	2335,34 778,34	-								

							778,34 778,34									
25	в) Фарбування заповнень віконних прорізів I II III	100 м²	3,24 1,08 1,08 1,08	РЭСН 15-176-3	163,02	-	528,18 176,06 176,06 176,06	-								
26	г) Фарбування конструкцій покриття I II III	100 м²	104,25 34,75 34,75 34,75	РЭСН 15-180-6	42,9	-	4472,32 1490,78 1490,78 1490,78	-								
	∑ (оздоблювальні роботи) I II III	100 м²	258,89 86,29 86,29 86,29	Калькуляція	Калькуляція	-	8484,97 2828,08 2828,08 2828,08	8448 2816 2816 2816	-	-	-	-	Маляр 4р-8, 2р-8	16	2	11 11 11
27	Влаштування чистої підлоги I II III	100 м²	65,16 21,72 21,72 21,72	РЭСН 11-15-3	42,2	-	2749,75 916,58 916,58 916,58	2640 880 880 880	-	-	-	-	Бетонник 4р-5, 3р-5	10	2	5,5 5,5 5,5

28	Монтаж обладнання I II III			15%			4964,59 1654,86 1654,86 1654,86	4800 1600 1600 1600			КС-7362	1	Монтажник 5р-2, 4р-2, 3р-4, 2р-2	10	2	10 10 10
29	Електротехнічні роботи I II III			3%			992,91 330,97 330,97 330,97	960 320 320 320					Ел.монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	4 4 4
30	Сантехнічні роботи I II III			3%			992,91 330,97 330,97 330,97	960 320 320 320					Сантехнік 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1	4	2	5 5 5
31	Пусконалагоджувальні роботи			0,5%			165,48	160						10	2	1
32	Благоустрій території			1%			330,97	320						10	2	2
33	Здача об’єкту			3 дні										10	2	3

4.3 Розрахунок техніко-економічних показників

Календарного графіка

Загальна тривалість будівництва об’єкту - результат розрахунку матриці та кадендарного графіку:

$$T_з = 203 \text{ днів}$$

Коефіцієнт щільності потоку, характеризує ступень використання фронтів робіт спеціалізованими бригадами, визначаємо як відношення сумарної тривалості робіт до тієї ж величини з урахуванням організаційних перерв:

$$К_щ = \frac{\Sigma T_у}{\Sigma T_у + \Sigma T_о} = 329/(329+203) = 0,62$$

Коефіцієнт суміщення робіт *Кс*, що характеризує величину суміщення робіт, які включені у потік, визначаємо як різницю між одиницею і відношенням тривалості потоку до сумарної тривалості усіх робіт:

$$К_с = 1 - \frac{T_з}{\Sigma T_у} = 1 - (203/329) = 0,4$$

Коефіцієнт змінності:

$$К_{зм} = \frac{T_{зм}}{T_{дн}} = (657/329) = 1,99$$

де $T_{зм}$ =1 · 1 + 1 · 2 + 2 · 25,5 + 2 ·12 + 2 ·12 + 2 · 7,5 + 2 · 31,5 + 2 · 9 + 2 · 4,5 + 2 · 13,5 + 2 · 28,5 + 2 · 30 + 2 · 1,5 + 2 · 15 + 2 · 12 + 2 · 39 + 2 · 30 + 2 · 16,5 + 2 · 33 + 2 · 1+ 2· 2 + 2 · 3 = 657 - загальна кількість змін;

$T_{дн}$ = 329 (днів) - загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$К_н = \frac{Ч_{макс}}{Ч_{сер}} = (36/18) = 2$$

де $Ч_{макс}$ =36 робітника - максимальна денна чисельність робітників;

N =1 · 1 + 2 · 1 + 12 · 17,5 + 15 · 4+ 24 ·4 + 12 · 3 + 17 · 1 + 14 ·1,5 + 15 · 2,5+ 6 · 2,5 + 1 · 20,5 + 7 · 6,5 + 12 · 1,5 + 18 · 1,5 + 12 · 1,5 + 6 · 1,5 + 12 · 9 +6 · 0,5 +26 · 19 + 20 · 10 + 26 · 0,5 + 30 · 0,5 + 10· 0,5 + 4 · 6 + 9 · 4+ 15 · 4 + 11 · 4 + 6 · 11 + 16 · 19+ 26 · 1 +20 · 5 + 36 · 5,5 +26 · 5,5+ 16 · 22+10·7 = 2894,5

5514(робітників) - загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Ч_{сер} = N / T_з$ = 2894,5 / 203 =14(робітника) - середня чисельність робітників.

4.4 Розрахунок калькуляцій

Таблиця 22

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 люд.год. маш.год	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 10т масою до 18т масою більш 20т	1─5	100т	 1,14 3,61 1,69	3,2 1,6 2,8 1,4 2,6 1,3	 61,22 53,56 49,74	3,64 1,82 10,11 5,05 4,39 2,19	 69,79 193,35 84,06	Такелажник 2р─2 Машиніст 6р─1
2.	Установка колон стріловим краном у стакани фундаментів масою до 10т	4─1─4	шт.	13	7 1,4	142,46	91 18,2	1851,98	Монтажник 5р─1, 4р─1, 3р─2, 2р─1 Машиніст 6р─1
3.	Установка двохгілкових колон стріловим краном у стакани фундаментів масою до 20т масою до 30т	4─1─4	шт.	50 15	11 2,2 12 2,4	223,87 244,22	550 110 180 36	12433,96 34879,68	Монтажник 5р─1, 4р─1, 3р─2, 2р─1 Машиніст 6р─1
4.	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	4─1─54 1─6 4─1─25	100м³ м³ 1стик	0,2 15,6 78	8,2 0,58 0,29 1,2	154,24 10,91 22,57	1,64 9,048 4,52 93,6	30,84 170,19 1760,46	Бетонник 2р─1 Такелажник 2р-2 Монтажник 4р─1 3р─1

	на дрібній фракції								

943,43 51474,31
177,78

Норма часу на влаштування 1 колони: $Н_ч$=943,43/78= 12 ,09люд.-год.
Р=51474,31/78=659,93 грн.

Таблиця 23

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 люд.год. маш.год***	***Розцінка грн.***	***Трудть люд.год маш.год***	***Зар. плата, грн***	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження підкранових балок краном масою до 5т масою до 13т	1-5	100т	2,18 2,11	4,2 2,1 3 1,5	80,35 57,39	9,16 4,58 6,33 3,17	175,16 121,09	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка підкранових балок краном в проектне положення масою до 5т	4-1-6 п.3	1ел.	52	6,5 1,3	137,48	338 67,6	7148,7	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Установка підкранових балок краном в проектне положення масою до 11т	4-1-6 п.3	1ел.	18	7,5 1,5	158,63	135 27	2855,25	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Електрозварю-вання стиків	22-1-6	10п.м	7,7	2,5	52,1	19,25	401,17	Електрозв. 4р-1

507,74 10701,37
102,35

Норма часу на 1 елемент: $Н_ч$=507,74/70= 7,25 люд.-год.
Р=10701,37/70=152,88 грн.

Таблиця 24

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ з/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кільк	Норма часу люд.год. маш.год	Розцінка грн.	Труд-ть люд.год маш.год	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження ферм та балок краном з розкладкою в касети масою до 10т до 18т	1-5	100т	1,2 2,31 1,67	3,2 1,6 2,8 1,4 2,8 1,4	61,22 53,57 53,57	3,84 1,92 6,47 3,2 4,68 2,3	73,46 123,75 89,56	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Укрупнююча збірка ферм прогоном 24м та прогоном 30м	4-1-5 Пр-1	шт.	15 10	16,8 2,8 20,4 2,8	360,78 438,09	252 42 204 28	5411,7 4380,9	Монтажн. 6р-1, 4р-2 3р-1, 2р-1 Електрозв. 5р-1 Машиніст 6р-1
3	Улаштування ферм та балок у проектне положення краном довжиною 18м 24м 30м	4-1-6	1ел	15 15 10	8 1,6 9,5 1,9 11 2,2	174,29 206,97 239,11	120 24 142,5 28,5 110 22	2614,35 3104,55 2391,1	Монтажн. 6р-1, 5р-1 4р-1, 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Електрозварю-вання стиків кроквяних ферм з колонами	22-1-6	10м.п. шва	4,0	2,5	52,1	10	208,4	Електроз. 4р-1
5	Розвантаження плит краном з розкладкою в ка-сети масою до 3т масою до 8т	1-5	100т	4,18 6,3	5,4 2,7 3,4 1,7	103,31 120,52	22,57 11,28 21,42 10,71	431,84 759,28	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
6	Монтаж плит покриття площею до 10 м² площею до 20 м²	4-1-7	1ел	182 90	0,84 0,21 1,2 0,3	16,71 23,87	152,88 38,22 108 27	3041,22 2148,3	Монтажн. 4р-1,3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
7	Електрозварю-вання монтаж-них стиків плит	22-1-6	10м шва	5,44	2,5	52,1	13,6	283,42	Електр. 4р-1

	покриття з ферм								

1171,96 25061,83
239,13

Норма часу на 1елемент ЗБК: $H_ч$=1175,36/312= 3,76 люд.-год.
Р=25061,83/312=80,33 грн.

Таблиця 25

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	*Кіль к.*	*Норма часу люд.год. маш.год*	*Розцінка грн.*	*Трудь люд.год маш.год*	*Заплата грн*	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 2т масою до 5т	1-5	100т	2,72 8,74 10,53	7,2 3,6 4,2 2,1 4,2 2,1	137,74 80,35 80,35	19,58 9,79 36,71 18,35 44,23 22,11	374,66 702,26 846,1	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка стінових панелей у проектне положення краном, S до 10 м² S до 15 м²	4-1-8	шт.	143 182 363	3 0,75 4 1 4 1	62,52 83,36 83,36	429 107,25 728 182 1452 363	8940,36 15171,52 30259,68	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Електрозварюван. стиків стінових панелей з колонами	22-1-6 т.2	10м.п. шва	13,76	2,5	52,1	34,4	716,89	Електрозв. 4р-1
4	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою в касе-ти масою до 3т масою до 1,5т	1-5	100т	0,52 0,73	5,4 2,7 8,8 4,4	103,31 168,35	2,81 1,4 6,42 3,21	53,72 122,89	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
5	Встановлення фун-даментних балок до проектного положення масою до 1,5т масою до 3т	4-1-6 т.2	1ел	56 18	1,1 0,22 1,9 0,38	22,39 38,67	61,6 12,32 11,4 2,28	1253,84 696,06	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1

6	Розвантаження елементів воріт: масою до 1,5т до 4т	Е1-5	100т	0,11 0,12	8,8 4,4 4,6 2,3	168,35 88,00	0,97 0,48 0,55 0,27	18,52 10,56	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
7	Монтаж з/б елементів воріт	Е4-1-6	1 ел.	4 8	2,4 0,48 3,1 0,62	52,29 67,54	9,6 1,92 24,8 4,96	209,16 540,3	Монтажник 6р-1,5р-1 4р-1, 3р-1 2р.-1 Машиніст 6р-1
8	Електрозварювання стиків елементів воріт	22-1-6 т.2	10м.п. шва	0,24	2,5	52,1	0,6	12,5	Електрозв. 4р-1
							2862,67 801,31	57289,11	

Норма часу на 1елемент: $Н_ч$=2862,67/774=3,69 люд.-год.
Р=57289,11/774=74,02 грн.

Таблиця 26

Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями

№з/п	***Назва робіт***	***Обґрунт. по ЕНиР***	***Об'єм робіт***		***На одиницю виміру***		***На весь об'єм***		***Склад ланки***
			Один. виміру	***Кількість***	***Норма часу люд.год. маш.год***	***Розцінка грн.***	***Трудть люд.год маш.год***	***Зарплата, грн***	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Конопатка, за- чеканка і розшивка швів між стінови-ми панелями це-ментним розчином з підвісної люльки ззовні будівлі з установкою та переміщенням підвісної люльки	4-1-28	10м шва	664,64	2,7	56,27	1794,53	37397,96	Монтажник 4р-1
2	По п.1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1-28	10м шва	449,4	1,22	25,42	548,27	11423,75	Монтажник 4р-1

2342,8 48821,71

Норма часу на 10 п.м. шва: $H_ч$=2342,8/1114,04= 2,1 люд.-год.

Р=48821,71/1114,04=43,82 грн.

Таблиця 27

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

№з п/п	***Назва робіт***	***Обґрунт. по ЕНиР***	***Один. виміру***	***Кільк.***	***Норма часу люд.год. маш.год***	***Розцінка грн.***	***Труд-ть люд.год маш.год***	***Зарп-лата, грн***	***Склад ланки***
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Приймання бетону з кузо-ву автосамо-скида у баддю	4-1-54	100м³	0,58	8,2	137,8	4,76	79,92	Бетонник 2р-2
2	Подавання бетонної суміші	8-1-13	м³	58,48	2,5 1,2	43,27	146,2 70,18	2530,43	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1
3	Заливка швів між плитами покриття бетонним розчином	4-1-19	100м шва	39,81	4	78,63	159,24	3130,26	Монтажник 4р-1 3р-1
							310,2 70,18	5740,61	

Норма часу на 100 м шва: $H_ч$=310,2/40,39= 7,68 люд.-год.

Р=5740,61/40,39=142,13 грн.

4.5 Розрахунок потреби в тимчасових адміністративних і санітарно-побутових будівлях

Проектування тимчасових приміщень реалізуємо у певній черговості, яка передбачає розрахунок загальної чисельності штату та формування списку інвентарних об'єктів для облаштування майданчика. Весь колектив задіяних працівників складається з безпосередніх виконавців, керівного складу інженерів, адміністративних кадрів і допоміжного технічного персоналу.

З урахуванням фінансового забезпечення такі споруди бувають титульними, що перебувають під контролем інвестора, чи нетитульними, які утримуються за кошти виконавця робіт. За своїми функціями мобільні містечка диференціюють на господарські, комунальні, складські, офіційні та гігієнічно-побутові блоки, тоді як за конструктивним рішенням їх ділять на типові багаторазові модулі та капітальні тимчасові одноразові будівлі. Готові заводські комплекси додатково групують на секційні розбірні системи, об'ємні бокси, транспортні вагони на шасі та споруди із пневматичних тентових конструкцій.

Визначення кількості робітників.

Максимальна кількість робочих за графіком руху - 36 осіб.

Загальна чисельність працюючих на будівництві - 36 : 0,85 = 42 особи.

Чисельність охорони та МОП - 42 · 0,03 = 1 особи.

Чисельність ІТП та службовців - 42 – 36 – 1 = 5 осіб.

В першу зміну працюють 36 · 0,70 =25 робітника, ІТП та службовців -5 · 0,80 = 4 осіб, охорони та МОП - 1 · 0,80 = 1 особи.

Усього в першу зміну працює 25 + 5 + 1 = 31 особа. З них жінок 31 · 0,3 = 9 осіб; чоловіків - 31 - 9 = 22 особи.

Визначення номенклатури адміністративних і санітарно-побутових приміщень (табл. 26).

Таблиця 28

Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працю-ючих	Норма площі на одного працюючого, м²	Розра-хункова площа, м²	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м²	Кількість будівель
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**
Адміністративні приміщення							
Контора виконроба	5	4	20	12×9×3,9	Збірно-розбірна	108	1
Кабінет техніки безпеки	42	0,2	8,4	9×2,7×3,8	Контейнерна	24,3	1
Охоронна будка	1	4	4	2×2	Неінвентарна	4	1
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна з лавами	36	0,6	21,6	12×9×3,9	Збірно-розбірна	108	1
Душова з переддушовою	25	0,82	20,5	9×2,7×3,8	Контейнерна	48,6	2
Умивальна групова	25	0,06	1,5	Поєднується з гардеробною			
Туалети – чоловічі – жіночі	22 9	0,07 0,14	1,54 1,26	3×2,7×3,9 3×2,7×3,9	Контейнерна Контейнерна	8,1 8,1	1 1
Приміщення для просушки спецодягу	25	0,2	5	6×2,7×2,68	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	31	1	31	9×2,7×3,8	Контейнерна	72,9	3
Їдальня на 150 місць	31	1	31	12×9×3,9	Збірно-розбірна	108	1
Пункт охорони здоров’я	31	0,05	1,55	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,1	1

Приміщення для обігріву працівників	31	0,1	3,1	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,1	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	9	0,12	1,08	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,1	1

4.6 Обчислення параметрів тимчасового водозабезпечення

Таблиця 29 Розрахункові суб'єкти водоспоживання

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	3	маш.-доба	550
Автосамоскид	5	маш.-доба	550
Технологічні потреби:			
Оздоблювальні роботи	258,89	м²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	263,2	м²	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	31	люд. на зміну	12,5
Душ з переддушовою	31	люд. на зміну	25
Їдальня	31	люд. на зміну	12,5

Нижче наведено розрахунок секундної витрати водних ресурсів для кожного споживача на виробничі й технологічні потреби, які визначають за формулою:

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

де q_1 - нормативний об'єм рідини для забезпечення технологічних процесів у розрахунку на одиничний обсяг будівельної продукції;

n_1 - кількісний показник потужності процесів або чисельності робочих бригад у найкоротший за часом і найважчий виробничий відрізок;

K_f - індекс погодинного коливання та нестабільності розходу рідини об'єктом. (дорівнює 1,5);

K_1 - параметр компенсації технологічних втрат та резервного розходу гідроресурсів (дорівнює 1,2);

t - Розрахунковий період здійснення монтажних заходів, за яким обчислюють загальну потребу в гідропостачанні.

- Для екскаватора: 12,5 · 1 · 1,5 · 1,2 / (3600 · 8) = 0,00078 л/с;
  для бульдозера: 450 · 1 · 1,5 · 1,2 / (3600 · 8) = 0,0281 л/с;
  для крану: 550 · 3 · 1,5 · 1,2 / (3600 · 8) = 0,1031 л/с;

для автосамоскиду: 550 · 5 · 1,5 · 1,2 / (3600 · 8) = 0,0286 л/с;
загалом: $q_{вир}$ = 0,16058 л/с.

- Оздоблювальні роботи: 0,75 · 258,89· 1,5 · 1,2 / (3600 · 8) = 0,0121 л/с;
улаштування рулонної покрівлі: 7,5 · 263,2· 1,5 · 1,2 / (3600 · 8) = 0,1234 л/с;
загалом: $q_{техн}$ = 0,1355 л/с

1 Розрахункові секундні витрати води на обсяги санітарно-побутового забезпечення визначаються за найбільш завантаженою зміною роботи. Встановлено відповідно до календарного графіка потреби в кадрах.

$$q_{госп}=\frac{q_2 \cdot N_1 \cdot k_{2,год}}{3600 \cdot t}= 12,5 \cdot 31 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0363 \text{ л/с;}$$

$$q_{їдал}=\frac{q_3 \cdot N_1 \cdot k_{2,год}}{3600 \cdot t}= 12,5 \cdot 31 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0363 \text{ л/с;}$$

$$q_{душ}=\frac{q_4 \cdot N_2}{60 \cdot m}= 25 \cdot 14 / (60 \cdot 45) = 0,129 \text{ л/с,}$$

де q_2, q_3, q_4 — індивідуальні норми водоспоживання на одного робітника за зміну(л), що враховують питні господарські потреби, роботу їдальні та експлуатацію душових;

N_1 - кількість працюючих в найбільш завантажену зміну;

$k_{2,год}$ - коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води (дорівнює 2,7);

N_2 - кількість працюючих, що приймають душ (40% протягом робочої зміни з піковою чисельністю персоналу);

m - тривалість роботи душової установки (45 хвилин).

2 Витрати води на пожежогасіння приймаємо $q_{пож}$ = 15 л/с (при суміщенні процесів та одночасному задіянні трьох гідрантів по 5 л/с кожний), оскільки територія будівельного майданчику дорівнює 6,5 га, тобто менша за 10 га.

3 Загальний обсяг водоспоживання за секунду:

$$q_{заг} = q_{вир} + q_{техн} + q_{госп} + q_{їдал} + q_{душ} + q_{пож} = 15,2016 \text{ л/с.}$$

4 Розрахунок умовного проходу елементів тимчасового водопостачання.

- Загально-майданчикова мережа:

$$d=2\sqrt{\frac{q_{заг} \cdot 1000}{\pi \cdot V}}=2\sqrt{\frac{15,2016 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}}=103,72 \text{мм}$$

де V – розрахункова швидкість водного потоку всередині труб, м/с.

Приймаємо діаметр труб загальної тимчасової водопровідної мережі становить 125 мм.

- Забезпечення виробничо-технологічних процесів:

$$d=2\sqrt{\frac{(q_{вир}+q_{техн}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}}=2\sqrt{\frac{(0,16058+0,1355) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}}=14,48 \text{мм}$$

Для практичної реалізації тимчасової мережі виробничо-технологічного призначення призначаємо трубопровід діаметром 15 мм.

- Забезпечення санітарно-побутових умов:

$$d=2\sqrt{\frac{(q_{госп}+q_{їдал}+q_{душ}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}}=2\sqrt{\frac{(0,0363+0,0363+0,123) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,7}}=12,11 \text{мм}$$

До монтажу приймаються труби санітано-побутового водопостачання з умовним діаметром 20 мм.

4.7 Проектування системи тимчасового електрозабезпечення

Електропостачання будівельного майданчика передбачає забезпечення технологічних процесів, роботи будівельних машин і механізмів, а також внутрішнього та зовнішнього освітлення. На основі загальної потреби в електроенергії підбирають тип тимчасової трансформаторної підстанції та визначають її розрахункову потужність за умов максимального одночасного споживання електроенергії за формулою :

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

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;

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

$P_{оз}$ — 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.

Таблиця 30 Потреби електроенергії за споживачами

Споживачі	Одиниця виміру	Кіль-кість	Норма на одиницю потужності, кВт	Загальні витрати P_c, кВт	Коефіцієнт попиту, K_{1n}
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
1. Монтажний кран КС-7362	шт.	1	70	70	0,7
2.Гусеничний кран СКГ-50	шт.	1	75	75	0,7
3.Гусеничний кран СКГ-63БС	шт.	1	75	75	0,6
2. Люлька ЛЕ-100-300	шт.	1	1,6	1,6	0,15
3. Електричний фарбопульт СО-61	шт.	1	0,27	0,27	0,15
4. Зварювальний трансформатор ТД-30У2	шт.	2	17,5	35	0,35
5. Вібратор ИБ-47	шт.	2	1,2	2,4	0,15

Таблиця 31. Електричне освітлення внутрішнє

Споживачі	Загальна площа, м²	Норма потужності на освітлення 1м², Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	**3**	**4**	**5**
1. Гардеробна з умивальною	108	15	1,620
2. Душова з переддушовою	48,6	15	0,729
3. Приміщення для обігріву працівників	8,1	15	0,122
4. Приміщення для відпочинку працюючих	72,9	15	1,094
5.Туалет чоловічий	8,1	15	0,122
6. Туалет жіночий	8,1	15	0,122
7. Їдальня	108	15	1,620
8. Контора виконроба	70,7	15	1,062
9. Охоронна будка на в'їзді	4	15	0,060
10. Кабінет техніки безпеки	24,3	15	0,364
11. Приміщення для особистої гігієни жінок	8,1	15	0,122
12. Приміщення для просушки спецодягу	16,2	15	0,243
13. Пункт охорони здоров'я	8,1	15	0,122
14. Закритий склад	50	3	0,15
Разом			7,54

Таблиця 32. Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Одиниці вимірю-вання.	Загальна площа, м² (довжина, м),	Освіт-лення, лк	Норма потужності на 1м² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгенплану)	м²	65000	2	0,4	26
Площа будівлі (монтажна зона)	м²	6516	20	3	19
Головні проходи та проїзди	км	4,2	3	5	21
Охоронне освітлення	км	0,987	0,5	1,5	1,5
Аварійне освітлення	км	0,987	0,5	1,5	1,5
Разом					73

P=(1,1/0,75)·((70·0,7+75·0,7+75·0,6+1,6·0,15+0,27·0,15+35·0,35+2,4·0,15)+7,6·0,8+73)= 323,03 кВт

Електропостачання будівельного майданчика реалізується через підстанцію КТПН-72-400, із сумарною потужністю 400 кВт. У складі даної КТП використовуються силові трансформатори модифікації ТМ 400/6/10 які мають індивідуальну вагу 2,18 т. Для прийому та розподілення електроенергії по споживачам на будівельному майданчику приймаємо шафи розподільні серії СП-62 та СПУ-62.

Розрахунок кількості прожекторів на будівельному майданчику виконуємо за формулою:

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

де p - питома потужність при освітленні прожекторами ПЗС-45, p = 0,2-0,3 Вт/(м²·лк)

E - освітленість, лк; E = 2 лк;

S - площа, яку освітлюють; S = 65000 м²;

$P_л$ - потужність лампи прожектора, ПЗС-45 $P_л$ = 500 Вт;

n = 0,2 · 2 · 65000 / 1000 = 26 шт.

Встановлюємо по дві лампи на одній опорі.

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

n = 0,2 · 20 · 6516 / 1000 = 26 шт. На 8 щоглах встановлюємо по 3 прожектори.

4.8 Проєктування тимчасових об’єктів складського призначення

Таблиця 33 Специфікація матеріалів, напівфабрикатів і готових конструкцій, необхідних для виконання монтажу

№ за/п	Табл. ДБН	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потрібних матеріалів	Од. виміру	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 30т	100 шт	0,50	-колони -прокат -електроди -лісоматеріал -бетон	т. т. т. м³ м³	100 0,444 0,024 0,32 17,2	50 0,222 0,012 0,16 8,6

2	7-6-11	Монтаж колон двогілкових масою до 30т	100 шт	0,28	-колони -прокат -електроди -лісоматеріал -бетон	т. т. т. $м^3$ $м^3$	100 0,444 0,026 0,48 131	28 0,12432 0,00728 0,1344 36,68
3	7-9-12	Укладання підкранових балок масою до 5 т	100 шт	0,52	-підкр.балки -електроди -монт.вироби	шт. т. т.	100 1,81 0,33	52 0,9412 0,1716
4	7-9-14	Укладання підкранових балок масою до 12 т	100 шт.	0,18	-підкр.балки -електроди -монт.вироби	шт. т. т.	100 0,35 3,72	18 0,063 0,6696
5	7-12-21	Укладання ферм прогоном 18 м	100 шт	0,15	-збірні ЗБК -електроди -монт.вироби	шт. т. т.	100 0,16 3,52	15 0,024 1,528
6	7-12-35	Укладання ферм прогоном 24 м	100 шт	0,15	-збірні ЗБК -елекроди	шт. т.	100 0,05	15 0,0075
7	7-12-21	Укладання підкрокв. ферм прогоном 12 м	100 шт	0,09	-збірні ЗБК -елекроди	шт. т	100 0,05	9 0,0045
8	7-13-7	Монтаж плит покриття довжиною до 6 м та площею до 20 $м^2$	100 шт	1,82	-плити покр. -проволока -руберойд -електроди -рогожа -лісоматеріал -монт.вироби -бетон -розчин	шт. т $м^2$ т. $м^2$ $м^3$ т. $м^3$ $м^3$	100 0,0254 56,2 0,02 60 0,432 0,12 8,5 0,2	182 0,046228 102,28 0,0364 109,2 0,78624 0,2184 15,47 0,364
9	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7 м, площею до 10 $м^2$	100 шт	5,06	-стінові пан. -електроди -монт.вироби	шт т. т	100 0,1 0,2	506 0,506 1,012
10	7-16-3	Монтаж стінових панелей довжиною більш 7 м, площею більш 10 $м^2$	100 шт	1,82	-стінові пан. -електроди -монт.вироби	шт. т. т	100 0,08 1,4	182 0,1456 2,548
11	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6 м	100 шт	0,56	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматеріал -щити -бетон -розчин	100 шт т. т. т. $м^3$ $м^2$ $м^3$	100 0,027 6 0,001 0,0093 4 0,06 5,65 3,05 0,42	56 0,01512 3,66 0,00056 0,005208 2,24 0,0336 3,164
12	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100 мп	64,46	-розчин	$м^3$	0,84	53,76

Табл.34Зведена відомість потреби матеріалів, виробах і конструкціях

№ за/п	Назва матеріалів	Одиниця виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Колона	шт.	78
2	Підкранові балки	шт.	70
3	Кроквяні конструкції	шт.	40
4	Підкроквяні конструкції	шт.	9

5	Плити покриття	шт.	272
6	Фундаментні балки	шт.	74
7	Стінові панелі	шт.	688
8	Ригелі воріт	шт.	4
9	Стійки воріт	шт.	8
10	Бетон	$м^3$	60,7836
11	Розчин	$м^3$	57,288
12	Монтажні вироби	т	6,1476
13	Прокат	т	0,12432
14	Електроди	т	1,71858
15	Лісоматеріали	$м^3$	1,085848
16	Щити	$м^2$	2,24
17	Руберойд	$м^2$	102,28
18	Солідол	т	0,00056
19	Цвяхи	т	0,01512
20	Рогожа	$м^2$	109,2

Таблиця 35 Розрахунок площ тимчасових складів

№ з/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 1м² підлоги складу	Розрахункова площа складу, м²	Коефіцієнти на проходи і проїзди	Загальна розрахункова площа складу, м²	Прийнята площа складу, м²	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	нерівномірності надходження матеріалів	Ёнерівномірності використання матеріалів								
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**
1	Колони	м³	9	509,36	56,6	1,1	1,3	4	323,75	0,80	404,69	1,25	505,86	516 2×(21,5×12)	відкр.
2	Підкранові балки	м³	4,5	169,66	37,7	1,1	1,3	2	107,82	0,50	215,64	1,2	258,77	264 (15×12) (8×12)	відкр.
3	Кроквяні ферми та балки	м³	13,5	190,0	14,07	1,1	1,3	2	40,24	0,07	547,86	1,2	689,83	1020 2×(42,5×12)	відкр.
4	Плити покриття	м³	13,5	417,94	30,96	1,1	1,3	3	132,82	0,50	265,64	1,2	318,77		відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м³	28,5	1850,72	64,94	1,1	1,3	5	464,32	1,00	464,32	1,2	557,19	576 2×(24×12)	відкр.
6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	69	1,71868	0,0249	1,1	1,3	5	0,18	0,50	0,36	1,2	0,43	10×5	закр.
7	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	60	6,1476	0,102	1,1	1,3	5	0,73	0,70	1,043	1,2	1,25		закр.
8	Дріт сталевий і цвяхи	т	28,5	0,01512	0,00053	1,1	1,3	5	0,0038	2,50	0,0015	1,2	0,0018		закр.

9	Мастильні матеріли	т	28,5	0,00056	0,00002	1,1	1,3	3	0,00086	0,60	0,00014	1,2	0,00017		закр.
10	Рогожа	м²	13,5	109,2	8,089	1,1	1,3	3	34,7	2,5	12,88	1,2	16,66		закр.
11	Металопрокат	т	9	0,12432	0,014	1,1	1,3	5	0,1	1,50	0,067	1,2	0,08	10×5	навіс
12	Дошки обрізні із хвойних порід	м³	51	1,085848	0,021	1,1	1,3	5	0,15	1,25	0,12	1,2	0,144		навіс
13	Руберойд підкладочний з пиловидною підсипкою РПП-300Б	м²	13,5	102,28	7,58	1,1	1,3	5	54,2	2,50	21,68	1,2	26,01		навіс
14	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м²	28,5	2,24	0,079	1,1	1,3	5	0,565	20,00	0,028	1,2	0,034		навіс

4.9 Характеристика будівельного генерального плану

Проєктування будівельного генерального плану виконано з орієнтацією на стадію монтажних робіт. На кресленні нанесено периметр об'єкта, а також графічно виділено специфічні зони дії будівельної техніки: робочу, монтажну та зону підвищеної небезпеки кранів. Монтажна зона, в межах якої можливе падіння елементів під час їх встановлення, становить 7м від контуру будівлі та позначається відповідними попереджувальними знаками. Роботи в цій зоні виконуються за нарядом-допуском. Робоча зона крана визначається максимальним вильотом стріли, а межі небезпечної зони встановлюють розрахунком з урахуванням параметрів вантажу та висоти його підйому. Межу цієї зони визначаємо відстанню по горизонталі від стоянки крану за формулою:

$$R_{нз} = R_{max} + 0{,}5l_{max} + l_{без},$$

де R_{max} - максимальний робочий виліт стріли крану; $0{,}5l_{max}$ - половина довжини найбільшого переміщуваного вантажу; $l_{без}$ — додаткова відстань для безпечної роботи, що дорівнює при висоті підйому вантажу $h \leq 10$ м- $0{,}3h + 1$ м, а при більшій висоті - монтажній зоні.

Для внутрішньо-майданчикового транспорту передбачено тимчасові дороги: основні-з дорожніх залізобетонних плит, допоміжні-підсипні. На ділянках роботи кранів встановлюються попереджувальні знаки та обмеження швидкості руху. Складування конструкцій і матеріалів здійснюється на спеціально відведених тимчасових майданчиках.

Тимчасові адміністративно-побутові будівлі розташовані поза межами небезпечних зон поблизу в'їзду на будівельній майданчик у складі побутового містечка з дотриманням нормативних протипожежних розривів.

Тимчасове електропостачання забезпечується через трансформаторні підстанції та розподільчі шафи. Для роботи обладнання використовується напруга 380В, для остівлення-220В. Кабельні мережі прокладаються підземно.

Тимчасове водопостачання прийнято за кільцевою схемою. На майданчику передбачено пожежі гідранти та джерела питної води, розміщені відповідно до нормативних вимог.

4.10 Оцінка техніко-економічної ефективності будгенплану

Ефективність прийнятих у будівельному генплані рішень оцінюється за допомогою визначення таких техніко-економічних параметрів.

Коефіцієнт забудови:

$$Кз = F_2 / F_1 = 6516/ 65000 = 0{,}1$$

де F_1 - загальна площа території за генеральним планом, м^2;

F_2 - площа забудови об'єктів, що будуються, м^2.

Коефіцієнт використання площі території визначають за формулою:

$$К_{вик} = (F_2 + F_{т.б.}) / F_1 = (6516 + (2045 + 5175)) / 65000 = 0{,}21$$

де $F_{т.б.}$ - площа, що зайнята тимчасовими будівлями і спорудами, залізницями й автодорогами.

Довжина тимчасових доріг дорівнює 700 м; довжина тимчасових мереж водопостачання - 529 м; довжина тимчасових мереж електропостачання - 446 м.

5 ЗАХОДИ З ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ ТА ОХОРОНИ ПРАЦІ

Безпека монтажних робіт

Під час монтажу конструкцій їх необхідно утримувати від розгойдування та обертання за допомогою гнучких відтяжок. Після встановлення в проєктне положення конструкції тимчасово закріплюють для забезпечення їх стійкості та незмінності геометричних параметрів. Відтяжки кріплять до надійних опор поза зонами руху транспорту і будівельної техніки.

Монтажні пристрої, навісні драбини та інші допоміжні елементи встановлюють на конструкції до їх підйому. Під час виконання робіт монтажники повинні перебувати на підмостях або раніше закріплених конструкціях.

До початку монтажу визначають порядок подачі сигналів між машиністом крана та відповідальною особою. Сигнали подає одна уповноважена особа. Якщо зона монтажу не проглядається машиністом, забезпечують надійний зв'язок або призначають сигнальників.

Забороняється залишати підняті конструкції на гаку крана під час перерв у роботі. Монтаж елементів з великою парусністю припиняють при швидкості вітру понад 10м/с.

До верхолазних робіт допускаються працівники віком 18 років, які пройшли навчання, медичний огляд та мають відповідну кваліфікацію. Фарбування і антикорозійний захист конструкцій рекомендується виконувати до їх монтажу, а після встановлення-лише в місцях стиків і з'єднань.

Безпека електрозварювальних робіт

До виконання електрозварювальних робіт допускаються працівники віком від 18 років, які пройшли медичний огляд, спеціальне навчання, перевірку знань з охорони праці та мають відповідне посвічення. Електрозварники повинні мати групу з електробезпеки не нижче II.

Виконання зварювальних робіт на висоті понад 5м дозволяється працівникам, які пройшли спеціальний медичний огляд. Мають стаж верхолазних робіт не менше одного року та кваліфікацію не нижче III розряду.

Під час проведення електрозварювальних робіт необхідно забезпечити заземлення металевих частин зварювального обладнання та конструкцій, що зварюються, а також виключаючи можливість перебування елементів обладнання під напругою.

Безпека переміщення і складування вантажів

Під час виконання вантажо-розвантажувальних робіт забороняється підіймання вантажів, що перебувають у нестійкому положенні. Перед початком робіт необхідно перевірити стан монтажних петель залізобетонних конструкцій та підібрати вантажозахватні пристрої відповідно до маси й характеристик вантажу. Стропи повинні відповідати вантажопідйомності конструкцій, а кут між їх гілками повинен перевищувати 90^{o}.

Перед підійманням вантажу краном перевіряють відповідність вантажопідйомності механізму та вильоту стріли масі вантажу. Укладання матеріалів і конструкцій здійснюють на підготовлених вирівняних майданчиках із забезпеченням їх стійкості та безпечного доступу. Складування на неущільнених ґрунтах не допускається.

Будівельні конструкції розміщують відповідно до їх виду: стінові панелі-у касетах або пірамідах, плити покриття- у штабелях на підкладках, колони та підкранові балки- у штабелях висотою до 2м, ферми- на спеціальних кондукторах, дрібносортний метал-на стелажах.

Під час розміщення транспортних засобів на вантажно-розвантажувальних майданчиках необхідно дотримуватися нормативних відстаней між автомобілями, будівлями та штабелями матеріалів для забезпечення безпечного виконання робіт.

Організація безпечної роботи на будівельному майданчику.

На будівельному майданчику внутрішні автомобільні дороги повинні буди обладнані дорожніми знаками відповідно до вимог Правил дорожнього руху. Швидкість руху транспортних засобів обмежується до 10км/год на прямих ділянках та до 5 км/год на поворотах і в зонах виконання робіт.

Будівельний майданчик, робочі місця, проїзди, проходи та закриті приміщення повинні бути забезпечені достатнім освітленням у темний час доби. Освітлювальні установки мають відповідати вимогам електробезпеки та не створення небезпеки для працівників. Виконання робіт при недостатньому рівні освітлення не допускається.

Заходи з техніки безпеки та охорони праці

Керівник робіт перед безпосереднім початком виконання бетонних заходів на об'єкті зобов'язаний особисто проконтролювати надійність, жорсткість та справність усіх риштувань, тримальних елементів опалубних систем, а також захисних бар'єрів на робочих горизонтах. Додатково лінійний інженер перевіряє технічний стан, цілісність і герметичність бункерів, розподільних цебер, гідравлічних насосів та маніпуляторів. Перед допуском бригади до заливки розчину керівник забезпечує всіх працівників сертифікованими інструментами та повним комплектом засобів індивідуального захисту.

Виробничий процес та експлуатація розчинозмішувальних машин мають здійснюватися з чітким дотриманням технологічних вимог. Санітарне очищення та прибирання залишків суміші з приямків під завантажувальні ковші дозволяється виконувати лише після надійного та жорсткого заклинювання ковша механічними стопорами у піднятому положенні. Будь-які маніпуляції з миття та очищення внутрішніх порожнин барабанів або лопатевих корит змішувальних машин дозволяються виключно після повної зупинки двигуна агрегату та повного зняття електричної напруги з силового кабелю.

Під час проведення операцій із заготівлі та обробки арматурних виробів на будівельному майданчику виконується комплекс захисних заходів. Робочі місця, призначені для розмотування сталевих бухт або мотків та подальшого виправлення металопрокату, відокремлюють спеціальними суцільними захисними екранами. При нарізанні металевих стержнів на верстатах на окремі відрізки завдовжки менше тридцяти сантиметрів у обов'язковому порядку застосовують уловлювальні

пристрої, які запобігають небезпечному розлітанню осколків сталі. Якщо оброблювана арматурна жила за своїми габаритами виступає за межі робочого верстака, цей сектор захищають бар'єрами, а у разі використання двобічних верстаків робочі місця додатково розділяють посередині поздовжньою металевою запобіжною сіткою з висотою не менше ніж один метр. Усю готову залізобетонну продукцію та гнучкі каркаси складають виключно на спеціально відведених для цього складських майданчиках. Гострі торцеві частини та випуски сталевих стрижнів у місцях перетину із загальними проходами закривають дерев'яними щитами, при цьому ширина таких пішохідних шляхів має становити не менше ніж один метр.

Формоутворювальна опалубка для зведення вертикальних конструктивних елементів будівель і споруд повинна бути жорстко та надійно зафіксована підкосами на діючому робочому горизонті. Сама конструкція бортів має бути укомплектована допоміжними елементами, такими як інспекційні площадки та технологічні драбини, використання яких гарантує безпечне та зручне піднімання працівників на проектні позначки робочих місць.

Тимчасова опалубка монолітних перекриттів повинна мати захисні периметральні огородження вздовж усього зовнішнього контуру будівлі. Усі технологічні отвори, зазори, шахти та прорізи у робочій підлозі та настилі щитів наглухо перекривають щільними кришками або знімними щитами.

Характеристика та організація системи контролю якості. Сучасний менеджмент у будівництві передбачає реалізацію системи організаційно-технічних процедур, спрямованих на моніторинг характеристик об'єкта на кожному етапі його зведення. Дана діяльність регламентується актуальною правовою та нормативною базою і базується на оцінюванні параметрів надійності матеріальних ресурсів, деталей, блоків та інженерного обладнання. Також вона включає нагляд за дотриманням технологічних регламентів та гарантування безпечного ведення робіт з урахуванням протипожежних заходів, охорони праці, екологічних вимог, обмеження рівнів акустичного та вібраційного навантаження.

Структура внутрішнього виробничого моніторингу. Процес внутрішньої перевірки під час виконання будівельних процесів поділяється на чотири послідовні стадії. Першою стадією є попередній аналіз проектно-кошторисної бази, який передбачає вивчення повноти наданого пакета документів, раціональності закладених інженерних концепцій та можливості їх практичного втілення в наявних умовах майданчика. Другий етап включає вхідну інспекцію поставок, що полягає в оцінюванні кондиції та сертифікатів відповідності для всіх конструктивних елементів, сировини та агрегатів, що завозяться на склад. Третім кроком є технологічний або операційний аудит, який реалізується безпосередньо в ході виконання робочих операцій згідно з чинними регламентами. Головна місія

цього етапу полягає в оперативному фіксуванні відхилень для їх негайної ліквідації, а конкретний перелік параметрів, що підлягають оцінці, фіксується у Проекті виконання робіт. Завершується цикл приймальним оцінюванням результатів, яке полягає у підсумковому тестуванні закінчених конструктивних елементів, особливо тих, що підлягають закриттю наступними шарами, та об'єкта в цілому.

Супровід, інструментальне забезпечення та фіксація невідповідностей. Паралельно з виробничим моніторингом, протягом усього календарного графіка будівництва забезпечується функціонування авторського нагляду з боку розробників проекту. Масштаби та специфіка контрольних заходів диктуються проектними вимогами, державними стандартами й галузевими правилами. Для підтвердження точності геометричних і фізико-технічних параметрів продукції, сировини та технологій обов'язково застосовується комплекс метрологічних процедур, що базується на чинному законодавстві про метрологію та стандартизацію. Усі відомості щодо належного виконання процесів, випробування матеріалів та монтажу вузлів підлягають обов'язковому внесенню до виконавчої документації. Якщо під час моніторингу виявляються відхилення від проекту, відповідальні особи приймають рішення про зупинку технологічних процесів або негайне усунення браку. Будь-які заходи, спрямовані на ліквідацію дефектів, детально заносяться до загального журналу робіт.

Бетонні роботи

Процес розподілу бетонної суміші всередині конструкцій, що зводяться, здійснюється горизонтальними пластами рівномірної товщини. При цьому забезпечується безперервність подачі матеріалу з дотриманням єдиного вектора його розподілу для кожного ярусу. Наступний шар розчину дозволяється наносити виключно до моменту початкового застигання попереднього замісу. Допустимий часовий проміжок між формуванням суміжних прошарків без організації технологічного шва визначається експертами будівельної лабораторії. Завершальна відмітка по висоті для покладеної суміші проектується з відступом орієнтовно на п'ятдесят або сімдесят міліметрів нижче верхньої межі опалубних щитів.

Арматурні роботи

Застосовуваний сортовий прокат, дротяна чи стрижнева арматурна сталь, а також готові сітки й закладні деталі повинні строго відповідати проектним рішенням та нормативним державним стандартам. Будь-яке розділення об'ємних габаритних каркасів на окремі частини чи зміна класу та марки передбаченого металу потребує обов'язкового схвалення з боку замовника та авторів проекту. Розміщення безпосередньо на змонтованому арматурному скелеті різноманітних технологічних містків, транспортних шляхів або монтажних риштувань

виконується згідно з положеннями проекту виконання робіт і погоджується з проектувальниками. Створення стиків без використання зварювання реалізується за допомогою напуску, обтискних гільз або гвинтових муфт, які гарантують рівномірну міцність вузла. Для фіксації хрестоподібних перетинів використовується в'язальний відпалений дріт, а також спеціалізовані фіксатори з пластику чи металу.

Опалубочні роботи

Весь цикл операцій, який включає монтаж опалубних систем, контроль правильності їх геометричного положення, подальший демонтаж після досягнення бетоном необхідної міцності, а також очищення та нанесення антиадгезійного мастила на робочі поверхні щитів, регламентується виключно затвердженим проектом виконання робіт.

ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАНЬ

1. Планування і забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. - К.: Мінрегіонбуд України, 2019. - 183 с.

2. Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації для будівництва: ДБН А.2.2-3-2014. - К.: Мінрегіонбуд України, 2014.-36 с.

3. Пожежна безпека об'єктів будівництва Загальні вимоги: ДБН В.1.1-7:2016. -К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. - 39 с.

4. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення: ДБН А.3.2-2-2009.- К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012.- 14 с.

5. Гетун Г.В. Основи проектування промислових будівель: навч. посіб. - К.: Кондор, 2009. – 210 с.

6. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011.- 127 с.

7. Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 -К.: Мінрегіонбуд України, 2011.- 16 с.

8. Волков С. О. Методичні вказівки до виконання курсового проекту №2 з курсу «Залізобетонні і кам'яні конструкції» з теми «Залізобетонні конструкції одноповерхової виробничої будівлі»: для студ. спец. 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навч. Кривий Ріг, 2025. 55 с.

9. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». - К.:Мінбуд України, 2006. - 75 с.

10. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. Київ: Держспоживстандарт України, 2019. - 18 с.

11. МВ до виконання лабораторних робіт з дисципліни "Технологія будівельного виробництва" за темою "Технологія зведення монолітних залізобетонних фундаментів" -Кривий Ріг.: КНУ, 2021 р., 64 с.

12. МВ до виконання курсового та дипломного проектування з дисципліни ″Зведення і монтаж будинків та споруд″ Частина 2.-Кривий Ріг.: КНУ, 2020 р., 64с.

13.Соколов Г.К. Вибір кранів і технічних заходів для монтажу будівельних конструкцій": Навч. посібник. 2002. - 180 с

14. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів (СНиП 3.02.01-87, MOD).НДІБВ. Київ. 2013

15. Галузеві норми часу на будівельні, монтажні та ремонтно-будівельні роботи. Збірники ГН 1, ГН 4, ГН 6. Київ. 2006.

16.ДБН Д.2.7-2000 Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів. Київ. 2001. 338с.

17. ДБН А.3.1-5-2016 Організація будівельного виробництва. Мінрегіонбуд України. Київ. 2016. 46 с.

18. 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.

19. Конспект лекцій з дисципліни: "Технологія будівельного виробництва включаючи будівництво в сейсмічних районах". Попруга Д.В., Кривий Ріг, 2024 р., 125 с.

20. Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К.Черненко, М.Г.Ярмоленко, Г.М.Батура та інші. Київ. Вища шк. 2002. 430 с.

21.Валовой О.І., Валовой М.О. Технологія будівельного виробництва (видання друге доповнене та перероблене). Кривий Ріг. 2018. 612 с.

22.Конспект лекцій з дисципліни "Технологія будівельного виробництва" для студентів спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія усіх форм навчання/ укладач Попруга Д.В. Кривий Ріг.125 с.

23.ДБН А.3.1.-5-2009. Організація будівельного виробництва. - Мінрегіонбуд України. К, 2011. - 67 с.

24.ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. - Мінрегіонбуд України. К., 2012. -94 с.

25.Валовой О.І., Валовой М.О. “Організація будівництва” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. -517с.

26.Валовой О.І., “Проектування, технологія та організація будівництва. Зведення і ремонт будівель та споруд”; «Видавничий дім» КТУ 2007.- 503с.

27.Організація будівництва /С.А.Ушацький, Ю.П.Шейко, Т.М.Тригер та ін.; За редакцією С.А.Ушацького. Підручник.- К.: Кондор, 2007р.-521с.

28.Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація і планування будівельного виробництва» з теми «Складання календарних планів будівництва одноповерхової промислової будівлі» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання / Укладач В.В. Рогозін. - Кривий Ріг: Видавничий центр ДВНЗ «КНУ». - 2012.

29.Методичні вказівки «Приклади розрахунків об’єктних будівельних генеральних планів при будівництві одноповерхових промислових будівель» в курсових і дипломних проектах з курсу «Організація і планування будівельного виробництва» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання / Укладач В.В. Рогозін. - Кривий Ріг: Видавничий центр ДВНЗ «КНУ».- 2011.