ЗМІСТ

1. Архітектурно-будівельний розділ 2
2. Розрахунково-конструктивний розділ..... 22
3. Технологія будівництва 45
4. Організація будівництва 61
Перелік використанної літератури 100

Розділ 1

1.1. Характеристика проєктованого об'єкта

Об’єктом проєктування є сталеплавильний цех, виконаний за каркасною конструктивною схемою із застосуванням залізобетонного каркаса. Будівля належить до II класу відповідальності, має II ступінь довговічності та II ступінь вогнестійкості. Проєкт реалізується для умов м. Дніпро, яке відповідно до фізико-географічного районування відноситься до II кліматичного району.

1.2. Характеристика технологічного процесу

Сталеплавильний цех отримує основну сировину з доменного та інших виробничих цехів підприємства. Основними матеріалами є рідкий чавун, металобрухт, феросплави та флюси. У цеху здійснюються процеси виплавки сталі, коригування її хімічного складу та очищення від шкідливих домішок. Технологічний процес включає підготовку шихти, плавлення металу, позапічну обробку та розливання сталі. Для виконання операцій використовуються конвертери, сталерозливні ковші, мостові крани та інше допоміжне обладнання. Після завершення плавки сталь проходить контроль якості та передається на подальшу обробку до прокатних цехів.

1.3. Генеральний план

Для сталеплавильного цеху створено генплан відповідно до вимог [36], а також з урахуванням чинних санітарних і протипожежних вимог та особливостей взаємного розміщення з іншими спорудами виробничого майданчика.

Під час формування генерального плану територію підприємства розмежовано на дві функціональні частини: передзаводську та виробничу. У межах передзаводської зони передбачено розташування адміністративного корпусу, захисних споруд, майданчиків для стоянки автотранспорту та інших допоміжних об’єктів.

Виробнича зона включає сталеплавильних цех, а також будівлі й споруди, необхідні для забезпечення виробничого процесу, зокрема склад готової продукції,

склад запасних частин і комплектуючих, майданчик для зберігання виробничих відходів та інші господарські об’єкти.

Розміщення будівель на території виконано з урахуванням переважаючих напрямків вітру, що забезпечує сприятливі умови природного провітрювання та зменшує ймовірність накопичення снігових заметів у міжліхтарних просторах у зимовий період.

Переміщення вантажів і матеріалів у межах підприємства здійснюється автомобільним транспортом. Для руху транспорту передбачено мережу внутрішньозаводських проїздів шириною від 6 до 10,5 м, при цьому мінімальний радіус заокруглення на поворотах становить 12 м.

Таблиця 1 – Техніко-економічна характеристика генерального плану

№	Найменування	Од. виміру	Значення
1	Площа ділянки	$м^2$	40000
2	Площа забудови	$м^2$	8353
3	Площа мощення	$м^2$	18464,67
4	Площа озеленнння	$м^2$	7449,51
5	Коефіцієнт озеленення		0,186
6	Коефіцієнт мощення		0,462
7	Щільність забудови		0,209

1.4. Об’ємно-планувальна характеристика будівлі

Об’єкт проєктування являє собою сталеплавильний цех з розмірами в координаційних осях 96×84 м. Будівля одноповерхова, багатопрольотна, прямокутної конфігурації в плані з компонуванням прольотів в одному або декількох напрямках.

Для забезпечення технологічних і транспортних потреб у зовнішніх стінах передбачені ворота, а для проходу персоналу – окремі хвіртки. У кожному прольоті встановлюються мостові крани вантажопідйомністю, визначеною технічним

завданням. Відмітка розташування кранових рейок приймається залежно від типу застосованих колон.

У зоні перетину координаційних осей «К» та «10» запроєктовано температурний шов, який утворюється парою суміжно розташованих колон. Для каркаса прийнято сітку колон з основним кроком 6 м. Крок крайніх колон становить 6 м, між колонами середніх рядів – 12 м.

Крайні колони розміщені з прив'язкою до поздовжніх координаційних осей на відстані 250 мм. Колони внутрішніх рядів розташовані симетрично відносно координаційних осей, які проходять через центр їх поперечного перерізу. Поперечні координаційні осі також суміщені з центрами перерізів колон, за винятком торцевих ділянок і місць улаштування деформаційних швів, де зміщення осі колон усередину будівлі становить 500 мм.

Основні параметри будівлі наведені в таблиці 2.

Таблиця 2 – Техніко-економічна характеристика будівлі

№	Найменування	Од. виміру	Значення
1	Площа забудови	$м^2$	5445
2	Будівельний об`єм	$м^3$	78797
3	Корисна площа	$м^2$	5385
4	Планувальний коефіцієнт	–	$К_1 = 0,99$
5	Об`ємний коефіцієнт	–	$К_2 = 14,47$

1.5. Конструктивне рішення будівлі

Споруда запроєктована за каркасною схемою з повним каркасом. Стійкість і просторова незмінність конструкції в поперечному напрямку забезпечуються роботою поперечних рам, утворених колонами, жорстко закріпленими у фундаментах, та фермами (або балками), з колонами – за допомогою зварних вузлів.

Просторову жорсткість у поздовжньому напрямку споруди забезпечує спільна робота фундаментних і підкранових балок, системи вертикальних та горизонтальних зв’язків і жорсткого диска покриття, сформованого плитами, що приварюються до несучих елементів покрівельної конструкції.

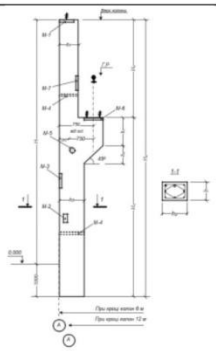
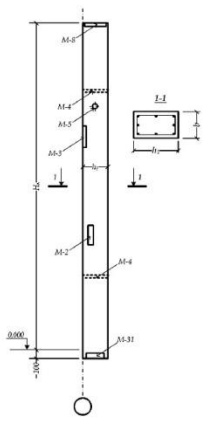
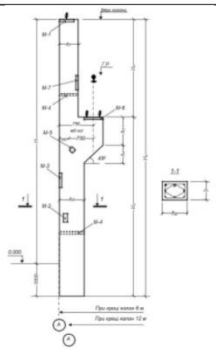
1.5.1. Колони

Для каркаса будівлі прийнято збірні залізобетонні одногілкові колони. Вибір колон виконано відповідно до об’ємно-планувального рішення споруди, її висоти, величини прольотів, кроку колон та вантажопідйомності мостових кранів.

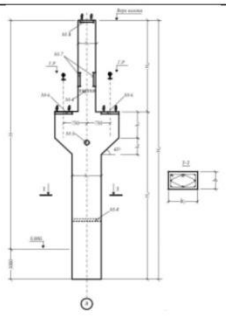
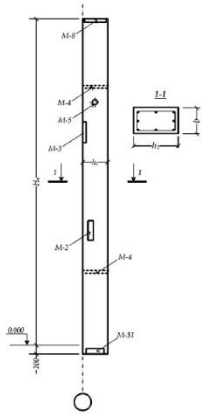
У проєкті застосовано крайні, середні та фахверкові колони. Крайні та середні колони є основними несучими елементами каркаса, що сприймають вертикальні та горизонтальні навантаження. Фахверкові колони передбачені для кріплення стінових огороджувальних конструкцій у торцевих і поздовжніх стінах будівлі та сприйняття навантажень від їх власної ваги й вітрового впливу.

Прийняті типи та основні характеристики колон наведені в таблиці 3.

Таблиця 3 – Збірні залізобетонні колони

Марка колони	Ескіз	Крок, м	Q, т	Розміри, мм			Розміри перерізу, мм
				H	H_1	H_2	
1	2	3	4	5	6	7	8
Колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі							
1К132-7		6	10	14250	4100	10150	800 х 400
Фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі							
3КФ141-1		6	-	14100	-	-	400 х 400
Колони крайнього ряду залізобетонної будівлі							
4К108-7		6	20	11850	4100	7750	700 х 400

Продовження таблиці 3

1	2	3	4	5	6	7	8
Під середні колони залізобетонні будівлі							
10К108-2		12	20	11850	4100	7750	700 х 400
Під фахверкові колони залізобетонні будівлі							
2КФ117-1		6	-	11700	-	-	400 х 300

1.5.2. Фундаменти

Для одногілкових збірних залізобетонних колон, прийнятих у проєкті, застосовано збірні залізобетонні фундаменти стаканного типу. Конструкція фундаментів забезпечує жорстке з'єднання колон із основою шляхом замонолічування нижньої частини колони в стакані фундаменту.

Розміри підколонників прийнято відповідно до перерізів крайніх, середніх і фахверкових колон. Розміри підошви та кількість уступів визначено залежно від навантажень, що передаються на фундамент. Для колон середніх рядів використано фундаменти збільшених розмірів порівняно з фундаментами крайніх рядів.

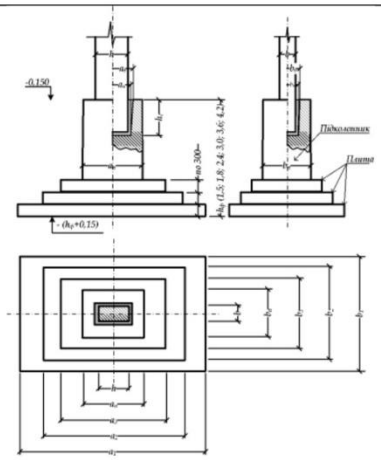
Прив'язку фундаментів до координаційних осей виконано відповідно до прийнятої прив'язки колон. Глибина закладання фундаментів становить 2,55 м від рівня планування території. Після монтажу колони закріплюються в стаканах

дрібнозернистим бетоном.

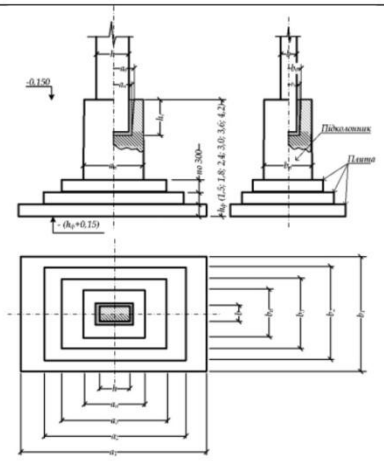
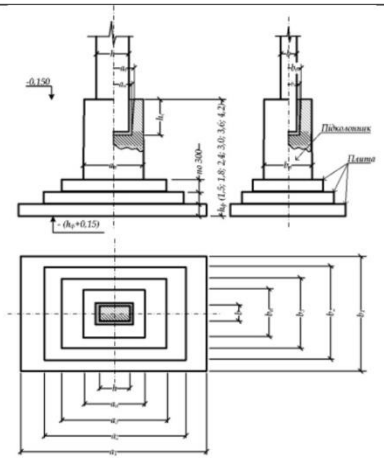
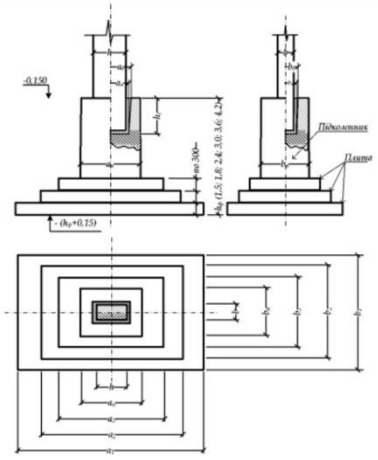
Під зовнішні стіни передбачено фундаментні балки, розташовані на верхніх уступах фундаментів. У місцях установлення воріт замість фундаментних балок запроєктовано монолітні бетонні фундаменти з анкерними болтами для кріплення ворітних рам.

На верхню поверхню фундаментних балок укладається горизонтальна гідроізоляція з цементного розчину товщиною 30 мм.

Таблиця 4 – Збірні фундаменти стаканного типу

Марка фундаменту	Ескіз	Переріз колони, мм	Розміри стакану і підко-лонника, мм	Розміри сходинок, мм	Висота східця фунда-менту, мм
1	2	3	4	5	6
Під колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі					
ФГ31-35		800 x 400	900 x 500 1800 x 1200	3300 x 2400 2400 x 1800	300

Продовження таблиці 4

1	2	3	4	5	6
Під фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі					
ФА25-30		400 х 400	500 х 500 900 х 900	2400 х 1500 1800 х 1500	300
Під колони крайнього та середнього рядів залізобетонної будівлі					
ФГ31-35		700 х 400	800 х 500 1800 х 1200	3300 х 2400 2400 х 1800	300
Під фахверкові колони залізобетонної будівлі					
ФА25-30		400 х 300	500 х 400 900 х 900	2400 х 1500 1800 х 1500	300

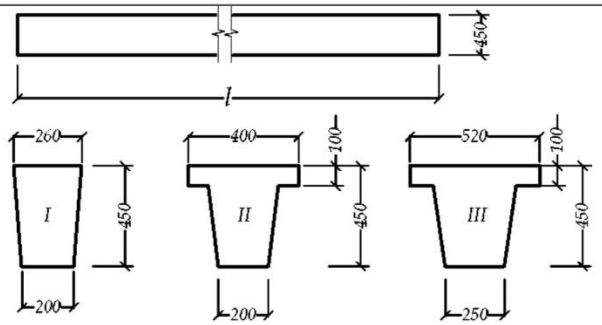
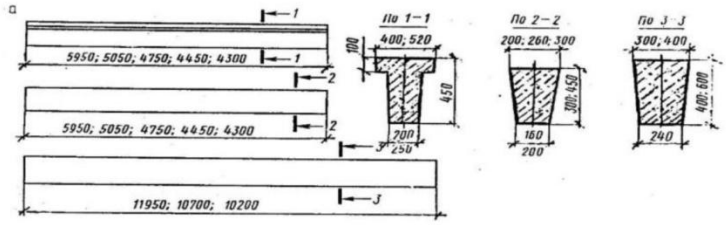
1.5.3. Фундаментні балки

Для спирання фундаментних балок у проєкті передбачено бетонні підбетонки перерізом 0,3×0,6 м. Відмітка верху підбетонок прийнята -0,450 м, що забезпечує встановлення фундаментних балок з відміткою верху -0,030 м відносно рівня чистої підлоги.

Для зменшення впливу морозного здимання ґрунту під фундаментними балками передбачено піщану підсипку. Уздовж зовнішніх стін влаштовується вимощення шириною 1 м з ухилом від будівлі для відведення атмосферних опадів.

Основні характеристики прийнятих фундаментних балок наведені в таблиці 5.

Таблиця 5 – Фундаметні балки

Марка балки	Ескіз	Крок колони, м	Розміри, мм
ФБ6-29 ФБ6-31		6	450 x 320
ФБН-2		12	600 x 400

1.5.4. Кроквяні і підкроквяні конструкції

Елементи покриття – залізобетонні балки прольотом 24 м з паралельними поясами. Балки спираються на одногілкові збірні залізобетонні колони та кріпляться до них через закладні деталі із застосуванням зварних і болтових з'єднань. Після встановлення та вивірки конструкцій монтажні вузли остаточно закріплюються відповідно до проєктних рішень.

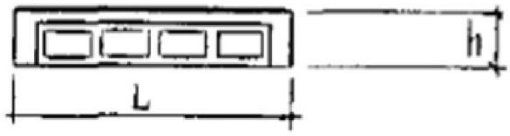
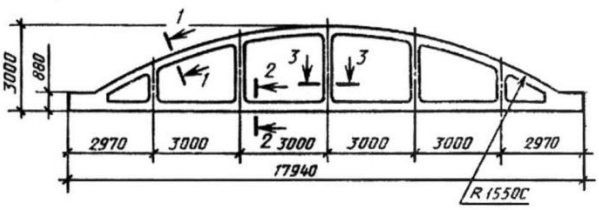
Для середніх рядів колон із кроком 12 м передбачено встановлення

підкроквяних конструкцій, на які спираються балки покриття. З'єднання підкроквяних елементів із колонами виконується шляхом зварювання закладних деталей.

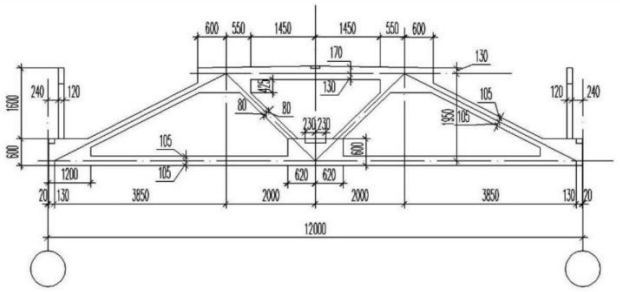
Основні характеристики прийнятих несучих елементів покриття наведені в таблиці 6.

Підкроквяні конструкції встановлюють на колони з кроком 12 м, при цьому висота колон, на які вони спираються, є меншою на 600 мм; для спирання кроквяних конструкцій на нижній пояс підкроквяної ферми в середині її прольоту передбачають опорні площадки. Підкроквяні ферми, що прилягають до торцевих стін і деформаційних швів, виготовляють укороченими на 250 мм.

Таблиця 6 – Збірні кроквяні та підкроквяні конструкції

Марка конструкції	Ескіз	L, м	Крок, м	Розміри, мм
1	2	3	4	5
кроквяна конструкція окремої залізобетонної будівлі				
БП 12		12	12	12000х800
кроквяні конструкції залізобетонної будівлі				
ФБ-18-1А		18	6	17940х3000
ФБ-24-III-5А		24	6	23940х3300

Продовження таблиці 6

підкроквяна конструкція залізобетонної будівлі				
ПФ-12		12	24	12000х2200

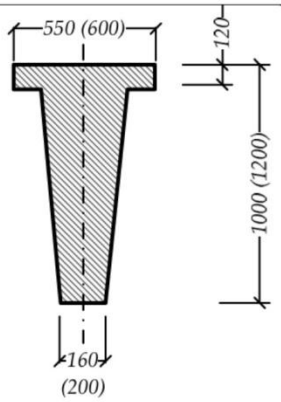
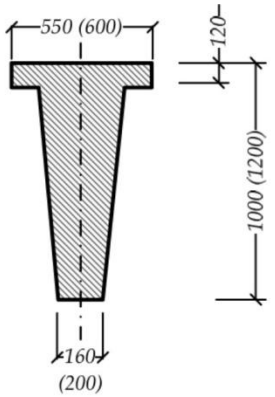
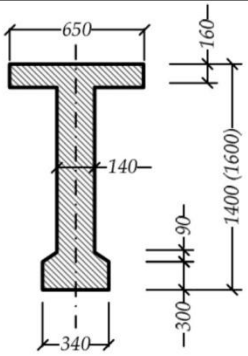
1.5.5. Підкранові балки

У проєкті передбачено використання опорних мостових кранів вантажопідйомністю 10–20 т. Для їх роботи прийнято збірні залізобетонні підкранові балки, які спираються на одногілкові залізобетонні колони каркаса. Підкранові балки разом із крановими рейками утворюють шляхи пересування мостових кранів та беруть участь у забезпеченні просторової жорсткості будівлі.

Залежно від розташування в каркасі застосовуються рядові, торцеві та температурні підкранові балки. Кріплення балок до колон виконується за допомогою болтових і зварних з'єднань через закладні деталі. Після монтажу на балки укладаються кранові рейки з подальшим закріпленням спеціальними притискними елементами.

Основні характеристики прийнятих підкранових балок наведені в таблиці 7.

Таблиця 7 – Підкранові балки

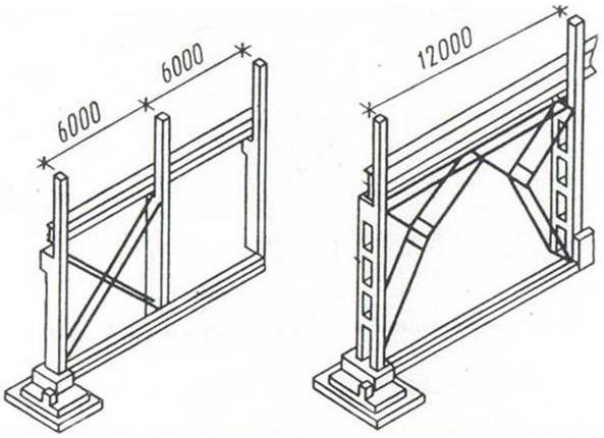
Марка балки	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
Окрема залізобетонна будівля			
БКНВ 6-2с		5960	1000 х 600
Залізобетонна будівля			
БКНВ 6-3с		5960	1000 х 600
БКНБ 6-2с		11950	1400 х 650

1.5.6. Зв`язки

Для забезпечення просторової жорсткості та стійкості каркаса передбачено систему зв’язків по колонах. У будівлі з кранами зв’язки розташовані в межах одного кроку колон кожного температурного блоку нижче рівня підкранових балок. При цьому підкранові балки виконують функцію розпірних елементів каркаса.

Оскільки в проєкті застосовані підкроквяні конструкції, додаткові розпірки між колонами не передбачаються. Для підвищення просторової незмінності будівлі також запроєктовано вертикальні зв’язки в покритті та інших конструктивних елементах каркаса.

Схему розташування вертикальних зв’язків наведено на рисунку 1.



а) б)

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

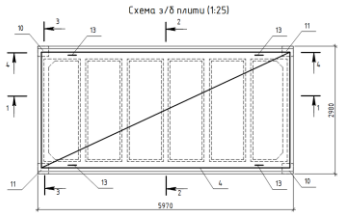
1.5.7. Плити покриття

Як елементи покриття прийнято збірні залізобетонні ребристі плити, що спираються на кроквяні конструкції каркаса. При кроці несучих конструкцій 6 м застосовано плити розміром 3×6 м і добірні плити 1,5×6 м. Основними є плити шириною 3 м, тоді як плити шириною 1,5 м використовуються в окремих ділянках покриття, де це обумовлено конструктивними рішеннями.

Кріплення плит до кроквяних конструкцій здійснюється шляхом зварювання закладних деталей. Після монтажу стики між плитами замонолічуються цементним розчином марки М100. У торцевих частинах будівлі та в місцях улаштування температурних швів передбачено зміщення закладних деталей відповідно до конструктивних вимог.

Основні характеристики плит покриття наведені в таблиці 8.

Таблиця 8 – Плити покриття

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
ЗПГ 6-3ATV		5970	2980 х 300

1.5.8. Стінове огородження

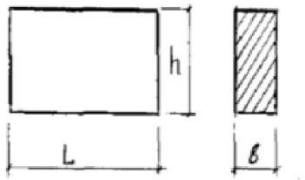
Для огородження будівлі прийнято збірні залізобетонні самонесучі стінові панелі, які кріпляться до елементів каркаса. Основні панелі мають висоту 1,2 та 1,8 м, що відповідає прийнятій модульній координації розмірів. У нижній частині будівлі передбачено цокольні панелі.

Кріплення стінових панелей у торцевих частинах виконується до фахверкових колон. У місцях зміщення крайніх колон відносно координаційних осей застосовуються добірні елементи огородження, що забезпечують безперервність стінового контуру.

Стики між панелями заповнюються герметизуючими матеріалами, які забезпечують водонепроникність, атмосферостійкість і компенсацію температурно-деформаційних переміщень конструкцій.

Основні характеристики стінових панелей наведені в таблиці 9.

Таблиця 9 – Стінове огородження

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
ПСЛ 18		6000	1800 х 240

Зовнішні стіни будівлі запроєктовані із самонесучих одношарових залізобетонних панелей товщиною 240 мм. Кріплення панелей до одногілкових крайніх, середніх і фахверкових колон каркаса здійснюється через закладні деталі із застосуванням сталевих з'єднувальних елементів та гнучких анкерів.

Використано панелі повної заводської готовності з внутрішнім і зовнішнім захисно-оздоблювальними шарами на цементно-піщаній основі. У місцях розташування воріт і дверних прорізів заповнення стін виконано цегляною кладкою товщиною 380 мм із цегли марки М100 на основі розчину марки М50.

1.5.9. Вікна

Для природного освітлення виробничих приміщень у зовнішніх стінах передбачено стрічкове скління. Заповнення світлових прорізів виконано сталевими віконними панелями, які встановлюються між елементами каркаса та кріпляться до закладних деталей конструкцій.

Конструкція віконних заповнень включає вертикальні стійки та рами з глухими і відкривними стулками. Відкривні елементи призначені для організації природного провітрювання приміщень. Для будівлі з кроком колон 6 м прийнято віконні панелі відповідних типорозмірів, що забезпечують необхідну площу світлових прорізів.

Основні характеристики віконних конструкцій наведені на рисунку 2.

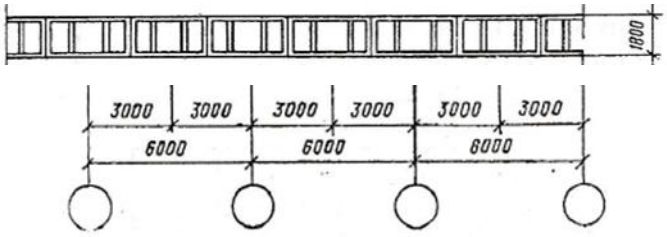


Рисунок 2 – Вікна при висоті 1,8 м

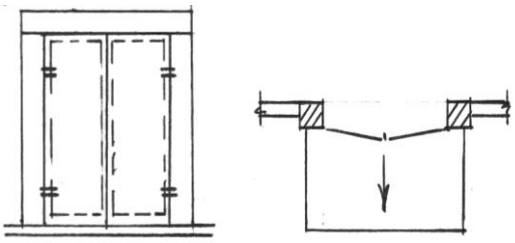
1.5.10. Ворота

Для в'їзду автомобільного транспорту в будівлю передбачено розпашні ворота розміром 3,6×4,2 м. Конструкція воріт складається з металевої рами, утвореної двома стійками та ригелем, яка закріплюється до фундаменту анкерними болтами.

Раму воріт розташовано із зовнішнього боку будівлі. Перед воротами передбачено бетонні пандуси, що забезпечують безперешкодний рух

автомобільного транспорту між рівнем прилеглої території та підлогою виробничого приміщення.

Основні характеристики воріт наведені на рисунку 3.



а) б)

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

1.5.11. Покрівля та система водовідводу

Для будівлі прийнято суміщене невентильоване рулонне покриття. Покрівельний килим виконано з двох шарів руберойду із захисним гравійним покриттям на бітумній мастиці. По поверхні плит покриття передбачено влаштування пароізоляційного шару.

У місцях примикання покрівлі до парапетів та інших вертикальних конструкцій передбачено додаткове посилення покрівельного килима. Герметичність вузлів примикання забезпечується використанням захисних металевих елементів і герметизуючих матеріалів.

Відведення атмосферних опадів запроєктовано внутрішнім організованим водостоком. Водоприймальні лійки розташовані у знижених ділянках покриття та прив'язані до координаційних осей відповідно до прийнятих конструктивних рішень.

Основні характеристики покрівлі наведені на рисунку 4.

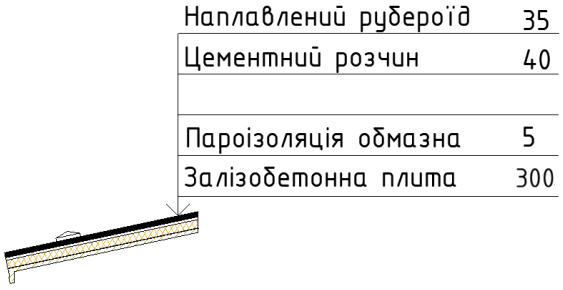


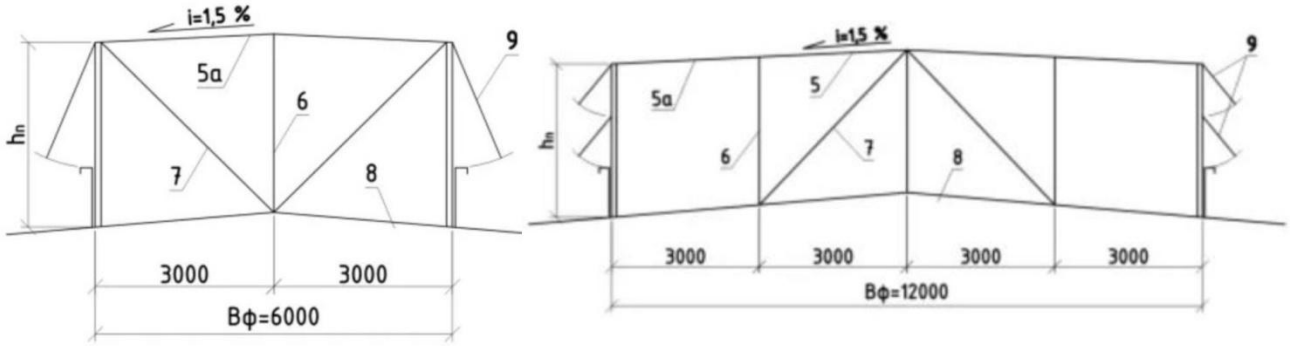
Рисунок 4 – Схема влаштування покрівлі

1.5.12. Ліхтарі

Для забезпечення природного освітлення та аерації виробничого приміщення в проєкті передбачено подвійні світлоаераційні ліхтарі шириною 6 та 12 м. Ліхтарі розташовані вздовж поздовжньої осі будівлі та обладнані відкривними засклиними елементами з електроприводом.

Конструкція ліхтарів включає сталевий каркас, утворений поперечними рамами та поздовжніми елементами. До складу поздовжніх елементів входять бортові плити, прогони для кріплення заповнення світлових прорізів, елементи покриття та система зв'язків.

Довжину ліхтарів прийнято відповідно до вимог експлуатації та пожежної безпеки. Від торцевих стін будівлі ліхтарі відступають на 6 м. Покриття світлоаераційних ліхтарів виконано аналогічно основному покриттю будівлі.



а) *б*)

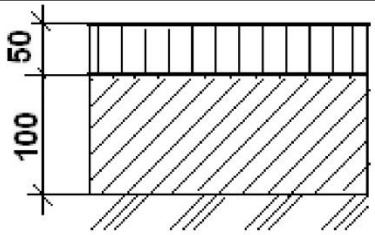
Рисунок 5 – Ліхтар при ширині 6 та 12 м

1.5.13. Підлоги

Конструкцію підлог прийнято з урахуванням функціонального призначення приміщень, умов експлуатації та характеру навантажень, що виникають у процесі роботи будівлі. При виборі типу підлоги забезпечено необхідні показники міцності, довговічності та експлуатаційної надійності.

До складу конструкції підлоги входять покриття, прошарок, підстильний шар, стяжка, гідроізоляція та основа. Склад підлоги, матеріали та товщини окремих шарів прийняті відповідно до вимог для кожного приміщення та наведені в таблиці 10 і на відповідних кресленнях.

Таблиця 10 – Характеристика конструкцій підлог

Схема підлоги	Склад конструкції підлоги	Площа, $м^2$
	Асфальтобетон – 50 Бетонна підготовка – 100 Грунт ущільнений щебенем	5614,51

1.5.14. Опорядження будівлі

Зовнішнє опорядження будівлі не передбачається, оскільки для огороджувальних конструкцій використано стінові панелі повної заводської готовності із захисно-оздоблювальним фактурним шаром. Після монтажу виконується герметизація та замонолічування стиків між панелями цементним розчином.

Для внутрішнього опорядження виробничих приміщень прийнято вапняне фарбування поверхонь стін, колон і покриття, що забезпечує належні санітарно-експлуатаційні умови та зручність подальшого обслуговування.

1.6. Розрахунок природного освітлення

Для розрахунку природного освітлення прийнято такі вихідні дані: ширина приміщення – 30 м, висота до низу несучих конструкцій – 10,8 м, розряд зорових робіт – IV. Освітлення виробничого приміщення забезпечується подвійними світлоаераційними ліхтарями із листовим склінням. Загальна площа світлопрозорих конструкцій становить 1749,6 $м^2$.

При оцінці умов природного освітлення враховано оздоблення внутрішніх поверхонь приміщення: стеля має білий колір, стіни – червоний, підлога – червоно-коричневий.

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

1. Нормативне значення коефіцієнта природної освітленості:

$e^{IV} = e \cdot m \cdot c = 4 \cdot 1{,}07 \cdot 0{,}7 = 3\%$.

де m – коефіцієнт світлового клімату, що враховує особливості природного освітлення для району будівництва;

с – коефіцієнт сонячності клімату, який характеризує вплив сонячної радіації на умови природного освітлення;

е – нормоване значення коефіцієнта природної освітленості.

2. Площа засклення:

$S_0 = \frac{S_n * k_з * e_н * \eta_0 * к_{зд}}{100 * \tau_0 * r_1} = \frac{2160 * 1.5 * 3 * 14 * 1}{100 * 0.83 * 1.1} = 1490{,}47$ м^2

де $S_n = 2160$ м^2 - площа підлоги;

$k_з = 1{,}5$ - коефіцієнт запасу;

$\eta_0 = 14$ - світлова характеристика вікна;

де τ_1 = 0,83 - коефіцієнт світлопропускання матеріалу світлопрозорого заповнення;,

τ_2 = 1 - коефіцієнт, що враховує втрати світлового потоку у переплетеннях світлових прорізів;

τ_3 = 1 - коефіцієнт, який враховує втрати світла, зумовлені наявністю несучих конструкцій;

τ_4 = 1 - коефіцієнт, що враховує вплив сонцезахисних пристроїв на зменшення світлового потоку;

τ_5 = 1 - коефіцієнт, що враховує втрати світла від захисної сітки, розташованої під ліхтарями;

$k_{зд}$ = 1 - коефіцієнт затінення світлових прорізів сусідніми будівлями та спорудами;

r_1 = 1,1 - коефіцієнт, що враховує збільшення коефіцієнта природної освітленості за рахунок світла, відбитого від внутрішніх поверхонь приміщення та прилеглої до будівлі території.

Для визначення r_1 знаходять середній коефіцієнт відбиття внутрішніх поверхонь приміщення:

$$\rho_{ср} = \frac{0{,}5*\rho_1*S_1+\rho_2*S_2+\rho_3*S_3}{S_1+S_2+S_3} = \frac{0{,}5*0{,}7*2160+0{,}5*1709{,}07+0{,}3*2160}{2160+1709{,}07+2160} = 0{,}375;$$

де ρ_1, ρ_2, ρ_3, S_1, S_2, S_3 - коефіцієнти відбиття відповідно стелі, стін і підлоги;

$S_{реал.} \geq S_0$. Розрахункова площа засклення відповідає нормативним вимогам і приймається для подальшого проєктування.

1.7. Теплотехнічний розрахунок

Район будівництва – місто Дніпро. Розрахункова температура зовнішнього повітря найбільш холодної п'ятиденки становить $t_H = -25^0$ С

За параметрами внутрішнього середовища будівля належить до І групи: розрахункова температура внутрішнього повітря $t_B = 16^0$**,** відносна вологість $\varphi \leq 49$ **%.** Умови експлуатації: **Б**.

Нормативний опір теплопередачі зовнішніх огороджувальних конструкцій становить $R_0^{TP} = 0{,}42 м^2 \cdot К / Вт$.

Для зовнішніх стін попередньо прийнято панелі з аглопоритобетону: $\gamma = 1200 кг / м^3$, δ=200мм, R=0,74 $м^2 \cdot К / Вт$, $\lambda = 0{,}46$

Опір теплопередачі огородження:

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

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

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

$\sum R = 0{,}65$ - сумарний термічний опір шарів огороджувальної конструкції.

Оскільки:

$R_0 \geq R_{TP}$ – прийнята конструкція стіни відповідає вимогам теплозахисту для заданих умов експлуатації та району будівництва.

Розділ 2

2.1. Вихідні дані

Номінальні розміри панелі: довжина l_n = 6 м, ширина b_n = 3 м. Висота панелі (поздовжніх ребер) приймається h = 300 мм (h ≥ l_n /20). Поперечні та поздовжні ребра трапецієвидного перерізу. Висота середніх поперечних ребер – 170 мм. Ширина поздовжніх ребер: внизу – 75 мм; вгорі – 105 мм. Плита панелі прийнята завтовшки 30 мм.

Клас бетону за міцністю на стиск **B25**. Бетон важкий, підданий тепловій обробці при атмосферному тиску, $R_{bt,n}$ = $R_{bt,ser}$ = 1,60 МПа = 0,16 кН/см^2; R_b = 13,05 МПа = 1,305 кН/см^2; R_{bt} = 0,945 МПа = 0,0945 кН/см^2; E_b = = 27000 МПа = 2700 кН/см^2. Коефіцієнт умов праці бетону приймається γ_{b2} = 0,9 (так як навантаження нетривалої дії відсутні).

Напружувана арматура – стрижнева термічно зміцнена арматура класу Ат-V, $R_{s,n}$ = 785 МПа = 78,5 кН/см^2; R_n = 680 МПа = 68 кН/см^2; E_s = 190000 МПа = 19000 кН/см^2. Ненапружувана стрижнева арматура класу Ат-III, R_s = 365 МПа = = 36,5 кН/см^2 і холоднонатягнутий армований дріт періодичного профілю класу Вр-1 діаметром 4 мм, R_s = 365 МПа = 36,5 кН/см^2; поперечна арматура з дроту – Вр-1 діаметром 3 мм R_{sw} = 270 МПа = 27 кН/см^2.

Натяг арматури виконується на упори електротермічним способом. Спуск натягу арматури здійснюється при міцності бетона:

R_{bp} = 0,7В = 0,7*25 = 17,5 МПа = 1,75 кН/см^2, де В – прийнятий клас бетону. Керовану напругу для стрижневої арматури приймаємо рівною σ_{sp} = 0,7$R_{s,n}$ = 0,7*78,5 = 55,0 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 тріщиностійкості конструкцій. При арматурі Ат-V [a_{crc1}] = 0,3 мм, [a_{crc2}] = 0,2 мм.

Будівля зводиться в IV районі снігового покриву. Коефіцієнт надійності з призначення приймається γ_n = 1,1, що відповідає класу СС2 відповідальності будівель, та категорії А відповідальності конструкцій.

2.2. Визначення навантажень

При розрахунку панелі покриття враховуються постійні та тимчасові навантаження. До постійних навантажень належать власна вага ребристої залізобетонної панелі та вага шарів покрівельної конструкції. Тимчасові навантаження представлені сніговим покривом і пиловими відкладеннями на покритті.

Склад покрівельного покриття та теплоізоляційних шарів прийнято відповідно до призначення будівлі, кліматичних умов району будівництва та конструктивного рішення покриття. Розрахункові значення снігового та пилового навантажень визначено згідно з чинними нормативними документами для району будівництва.

Результати збору навантажень на панель покриття наведені в таблиці 11 та 12.

Підрахунок постійного навантаження від власної ваги панелі.

Щільність залізобетону з важкого бетону $\boldsymbol{\rho}$ = 2,5 т/м^3. Нормативне навантаження від власної ваги панелі з бетоном замонолічування на 1 м^2 покриття.

Підрахунок тимчасового навантаження.

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття:

$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1{,}04*1{,}34*1 = 1{,}394$ кПа,

$S_0 = 1340$ Па (для м. Дніпро – снігове навантаження;

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

Підрахунок повного навантаження на 1 м^2 покриття наведено у таблиці 11, де розрахункові навантаження надані з урахуванням коефіцієнта надійності з призначення $\gamma_n = 1{,}1$.

Таблиця 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, $\gamma_n = 1{,}1$
Постійне Наплавлений руберoїд	1,2	0,15	0,198
Цементний розчин $t = 4$ см, $\rho = 1{,}8$ т/м^3 (0,04*1*1,8*9,81 = 0,7063)	1,2	0,7063	0,932
Пароізоляція	1,2	0,0015	0,002
Ребристі плити покриття	1,1	1,57	1,9
Змінні тривалі Відкладення промислового пилу	1,2	0,1	0,132
Змінні короткочасні Снігове навантаження	1,04	1,34	1,533
Загальне		3,868	4,697

Таблиця 12 – Розподілене навантаження на 1 м^2 покриття для другої групи граничних станів.

Вид навантаження	Коеф. надійн. з навант. γ_{fm}	Навантаження, кН/м^2	
		Характеристичне	Експлуатаційне розр. значення навантажень, $\gamma_n = 0{,}975$
Постійне Наплавлений руберoїд	1,0	0,15	0,146

Продовження таблиці 12 – Розподілене навантаження на 1 м^2 покриття для другої групи граничних станів.

Вид навантаження	Коеф. надійн. з навант. γ_{fm}	Навантаження, кН/м^2	
		Характеристичне	Експлуатаційне розр. значення навантажень, $\gamma_n = 0{,}975$
Цементний розчин	1,0	0,7063	0,689
Пароізоляція	1,0	0,0015	0,001
Ребристі плити покриття	1,0	1,57	1,531
Змінні тривалі Відкладення промислового пилу	1,0	0,1	0,098
Змінні короткочасні Снігове навантаження	0,49	1,34	0,64
Загальне		3,868	3,105

2.3. Розрахунок плити панелі

Розміри ділянок плити у світлі між гранями ребер:

- середніх уздовж панелі: $\ell_{01} = 1{,}41$ м; $\ell_{02} = 2{,}74$ м; $\ell_{02}/\ell_{01} = 1{,}94 < 3$;
- крайніх: $\ell_{01} = 1{,}255$ м; $\ell_{02} = 2{,}74$ м; $\ell_{02}/\ell_{01} = 2{,}18 < 3$;

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

$g = g_1 + h_p` * 1 * 1 * 2{,}5 * \gamma_f * 9{,}81 * \gamma_n = 1{,}132 + 0{,}03 * 2{,}5 * 1{,}1 * 9{,}81 * 1{,}1 = 2{,}02$ кН/м^2,

де $g_1 = 0{,}198 + 0{,}932 + 0{,}002 = 1{,}132$ кН/м^2.

Розрахункові згинальні моменти знаходимо по двум комбінаціям навантаження.

І. При дії постійного і тимчасового снігового навантаження. Для середніх прольотів:

$$M_1 = \frac{(g+v)l_{01}^2 * (3l_{02} - l_{01})}{12 * (4l_{02} + 1{,}6l_{01})} = \frac{(2{,}02+1{,}533) * 1{,}41^2 * (3 * 2{,}74 - 1{,}41)}{12 * (4 * 2{,}74 + 1{,}6 * 1{,}41)} = 0{,}3 \text{ кН*м}.$$

Для крайніх прольотів:

$$M_1 = \frac{(g+v)l_{01}^2*(3l_{02} - l_{01})}{12*(3l_{02}+1,6l_{01})} = \frac{(2,02+1,533)*1,255^2*(3*2,74 -1,255)}{12*(3*2,74+1,6*1,255)} = 0,32 \text{ кН*м.}$$

II. При дії постійного та тимчасового зосередженого навантаження від ваги робітника з інструментом. Для середніх прольотів:

$$M_1 = \frac{\frac{g*l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01})+F\frac{l_{01}}{2}}{4l_{02}+1,6l_{01}} = \frac{\frac{2,02*1,41^2}{12}(3*2,74 -1,41)+1,32*\frac{1,41}{2}}{4*2,74+1,6*1,41} = 0,24 \text{ кН*м,}$$

де F - зосереджене навантаження від робітника з інструментом ($F = 1*\gamma_{fm}*\gamma_n = 1*1,2*1.1 = 1,32$).

Для крайніх прольотів:

$$\frac{\frac{g*l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01})+F\frac{l_{01}}{2}}{3l_{02}+1,6l_{01}} = \frac{\frac{2,02*1,255^2}{12}(3*2,74 -1,41)+1,32*\frac{1,255}{2}}{3*2,74+1,6*1,255} = 0,26 \text{ кН*м.}$$

За результатами аналізу навантажень найбільш несприятливою виявилась комбінація I. Подальший підбір робочої арматури виконано за розрахунковими згинальними моментами, отриманими для крайніх прольотів панелі.

З урахуванням прийнятого розподілу згинальних моментів отримуємо:

$M_1 = M_I = 0,32$ кН*м;

$M_2 = M_{II} = M_{II}` = 0,4*0,32 = 0,128$ кН*м;

Арматура, спрямована вздовж панелі покриття.

Робоча висота плити:

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

Характеристика стиснутої зони бетону:

$\omega = \alpha_1 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008*13,05= 0,746$, де $\alpha_1 = 0,85$ для важкого бетону.

При бетоні класу В25 (γ_{b2}=0,9) та арматурі класу Вр-1 граничне значення відносної висоти стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1+\frac{R_S}{\sigma_{scu}}(1-\frac{\omega}{1,1})} = \frac{0,746}{1+\frac{365}{500}(1-\frac{0,746}{1,1})} = 0,604, \text{ де } \sigma_{scu} = 500 \text{ МПа при } \gamma_{b2} < 1.$$

Обчислюємо величину: $\alpha_m = \frac{0{,}9*M_1}{R_b*b*h_0^2} = \frac{0{,}9*0{,}32*10^6}{13{,}05*1000*13^2} = 0{,}131$.

При $\alpha_m = 0{,}131$ відносна висота стиснутої зони: $\xi = 0{,}141 < \xi_{opt} = 0{,}35$,

де $\xi_{opt} = 0{,}35$ – максимальне значення рекомендованої оптимальної висоти стиснутої зони бетону для плити.

Умова $\xi = 0{,}141 < \xi_R = 0{,}604$ виконується.

При $\alpha_m = 0{,}131$ коефіцієнт $\zeta = 0{,}929$.

Площа перерізу арматури:

$A_{s1} = \frac{0{,}9*M_1}{R_s*\zeta*h_0} = \frac{0{,}9*0{,}32*10^6}{365*0{,}929*13} = 65{,}33$ мм^2.

Коефіцієнт армування:

$\mu = \frac{A_{s1}}{bh_0} = \frac{65{,}33}{1000*13} = 0{,}005 > \mu_{min} = 0{,}0005$.

Приймаємо арматуру Ø4 Вр-1 з кроком 150 мм,

$A_{s1} = 75{,}4$ мм^2 > 65,33 мм^2.

Арматура, спрямована впоперек панелі покриття.

Мінімальну робочу висоту плити визначаємо з урахуванням розташування арматурної сітки та діаметра робочої арматури 3 мм:

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

$\alpha_m = \frac{0{,}9*M_2}{R_b*b*h_0^2} = \frac{0{,}9*0{,}128*10^6}{13{,}05*1000*13{,}5^2} = 0{,}048$.

При $\alpha_m = 0{,}048$ коефіцієнт $\zeta = 0{,}976$.

Площа арматури: $A_{s2} = \frac{0{,}9*M_2}{R_s*\zeta*h_0} = \frac{0{,}9*0{,}128*10^6}{375*0{,}976*13{,}5} = 23{,}32$ мм^2.

Коефіцієнт армування:

$\mu = \frac{A_{s2}}{bh_0} = \frac{23{,}32}{1000*13{,}5} = 0{,}0017 > \mu_{min} = 0{,}0005$.

Прийняли Ø3 Вр-1, крок 250 мм,

$A_{s2} =$ 28,3 мм^2 > 23,32 мм^2.

Сітка для армаування плити:

С$\frac{4\ \text{Вр1} - 150}{3\ \text{Вр1} - 250}$ 2970х5950.

2.4. Розрахунковий проліт, навантаження та зусилля в поперечному ребрі

Розрахунковий проліт поперечного ребра: $\ell_0 = \ell_{02} = 274$ см.

Подальший розрахунок навантажень і внутрішніх зусиль виконується для зазначеного розрахункового прольоту $\ell_1 = 1{,}5$ м.

Масу 1 м поперечного ребра визначаємо з урахуванням його геометричних розмірів та об'ємної ваги залізобетону $\gamma_n = 1{,}1$:

$g_1 = \frac{0{,}05+0{,}09}{2}$ (0,15–0,03)*2,5*1,1*9,81*1,1 = 0,25 кН/м.

Навантаження від власної ваги плити та шарів покрівельного покриття визначається як рівномірно розподілене навантаження:

g_2 = 2,02*1,5 = 3,03 кН/м.

Розрахункове снігове навантаження:

s = 1,533*1,5 = 2,3 кН/м.

Зусилля від розрахункових постійного та снігового навантажень:

$$M = \frac{(g_1+g_2+s)l_0^2}{8} - \frac{(g_2+s)l_1^2}{24} = \frac{(0{,}25+3{,}03+2{,}3)*2{,}74^2}{8} - \frac{(3{,}03+2{,}3)*1{,}5^2}{24} =$$

= 4,74 кН*м.

$$Q = \frac{(g_1+g_2+s)l_0}{2} - \frac{(g_2+s)l_1}{4} = \frac{(0{,}25+3{,}03+2{,}3)*2{,}74}{2} - \frac{(3{,}03+2{,}3)*1{,}5}{4} = 5{,}65 \text{ кН}.$$

Зусилля в поперечному ребрі від дії постійного та зосередженого навантаження:

$$M = \frac{(g_1+g_2)l_0^2}{8} - \frac{g_2 l_1^2}{24} + F*\frac{l_0}{5} = \frac{(0{,}25+3{,}03)*2{,}74^2}{8} - \frac{3{,}03*1{,}5^2}{24} + 1{,}32*\frac{2{,}74}{5} =$$

= 3,52 кН*м.

$$Q = \frac{(g_1+g_2)l_0}{2} - \frac{g_2 l_1}{4} + F = \frac{(0{,}25+3{,}03)*2{,}74}{2} - \frac{3{,}03*1{,}5}{4} + 1{,}32 = 4{,}68 \text{ кН}.$$

Розрахунковою за М та Q – перша комбінація.

2.5. Розрахунок міцності нормальних перерізів поперечного ребра

Поперечне ребро h = 150 мм працює в стиснутій зоні разом з ділянкою плити товщиною $h`_f$ = 30 мм.

Оскільки відношення $h`_f/h$ = 30/150 = 0,2 > 0,1, то:

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

Робоча висота ребра при арматурі діаметром 12 мм

$h_0 = h - a$ = 150 – $(15 + \frac{12}{2})$ = 129 мм,

При бетоні класу В25 (γ_{b2} = 0,9) та арматурі класу А-III з урахуванням розрахунку міцності плити: ξ_R = 0,604,

Умова:

$M = 4{,}74*10^6$ Н*мм < $R_b*b`_f*h`_f*(h_0–0{,}5h`_f)$ = 13,05*1003*30*(129–0,5*30) =

= $44{,}76*10^6$ Н*мм. виконується, тобто нейтральна вісь проходить у полиці і розрахунковий переріз – прямокутник шириною $b`_f$ = 1003 мм.

Обчислюємо величину:

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b*b*h_0^2} = \frac{4{,}74*10^6}{13{,}05*1003*129^2} = 0{,}022.$$

При α_m = 0,022: ξ = 0,022.

Умова ξ = 0,022 < ξ_R = 0,604 виконується.

При α_m = 0,022 коефіцієнт ζ = 0,989.

Площа перерізу арматури:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_S*\zeta*h_0} = \frac{4{,}74*10^6}{365*0{,}989*129} = 101{,}79 \text{ мм}^2.$$

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

$$\mu = \frac{A_{s1}}{bh_0} = \frac{101{,}79}{70*129} = 0{,}011 > \mu_{min} = 0{,}0005.$$

Приймаємо в нижній зоні ребра: 1 Ø 12 AIII, A_s = 113,1 мм^2 > 101,79 мм^2.

2.6. Перевірка міцності похилих перерізів поперечного ребра

Розрахункова висота ребра: h_0 = 129 мм,

Розподілене навантаження: $q_1 = g_1+g_2+s/2$ = 0,25+3,03+2,3/2 = 4,43 кН/м.

Оскільки:

$q_1 = 4{,}43$ Н/мм $< q_a = 0{,}16\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}b = 0{,}16*1{,}5*(1+0)*\ 0{,}945*70 =$

$= 15{,}88$ кН/м,

то довжину проєкції найбільш небезпечного похилого перерізу приймаємо:

$c = 2{,}5h_0 = 2{,}5*129 = 322{,}5$ мм.

Необхідність улаштування поперечної арматури визначаємо шляхом перевірки міцності похилих перерізів:

$Q = Q_{max} - q_1 c = 5650–4{,}43*322{,}5 = 4221$ Н $< Q_b = \varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2/c =$

$= 1{,}5(1+0)*\ 0{,}945*70*129^2/322{,}5 = 5120$ Н, тобто поперечна арматура встановлюється тільки за конструктивними вимогами. Приймаємо поперечні стрижні з дроту класу Вр-I діаметром 4 мм з кроком 75 мм.

2.7. Розрахунковий проліт, навантаження та зусилля в поздовжніх ребрах

Розрахунковий проліт ребра по осях опор: $l_0 = 5{,}87$ м,

Таблиця 13. Підрахунок навантажень на 1 м панелі з урахуванням даних таблиці 11.

Вид навантаження	Коеф. надійн. з навант. γ_{fm}	Навантаження, кН/м^2	
		Характеристичне	Граничне розр. значення навантажень, $\gamma_n = 1{,}1$
Ребристі плити покриття	1,1	1,57*3 = 4,71	$g_1 = 5{,}7$
Ізоляційний килим	1,2	0,8578*3 = 2,57	$g_2 = 3{,}39$
Всього		$g_n = 7{,}28$	$g = 9{,}09$
Змінні короткочасні Снігове навантаження	1,04	$s_n = 1{,}34*3 = 4{,}02$	$s = 4{,}6$
Загальне		$q_n = 11{,}3$	$q = 13{,}69$

Зусилля в поздовжніх ребрах:

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

$$M_q = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{13{,}69*5{,}87^2}{8} = 58{,}96 \text{ кН*м};$$

$$Q_q = \frac{q l_0}{2} = \frac{13{,}69*5{,}87}{2} = 40{,}18 \text{ кН};$$

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

$$M_{qn} = \frac{q_n l_0^2}{8} = \frac{11{,}3*5{,}87^2}{8} = 48{,}67 \text{ кН*м};$$

$$Q_{qn} = \frac{q_n l_0}{2} = \frac{11{,}3*5{,}87}{2} = 33{,}17 \text{ кН};$$

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

$$M_{gn} = \frac{g_n l_0^2}{8} = \frac{7{,}28*5{,}87^2}{8} = 31{,}36 \text{ кН*м};$$

$$Q_{gn} = \frac{g_n l_0}{2} = \frac{7{,}28*5{,}87}{2} = 21{,}37 \text{ кН}.$$

2.8. Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер на міцність

Для розрахунку поздовжнього ребра поперечний переріз панелі приводиться до таврового. При цьому враховується спільна робота ребра та полиці, а в розрахунок вводиться приведена ширина верхньої полиці з урахуванням відповідного коефіцієнта W = 0,65, що враховує нерівномірний розподіл стискуючих напружень по ширині тонкої полиці: $b`_f = 1918$ мм.

Дані які відповідають обраній арматурі та вибраній висоті ребра:

$h_0 = 273$ мм; $p = 45$ МПа; $\triangle\gamma_{sp} = 0{,}1$; $\sigma_s = 106$ МПа; $\sigma_5 = 30$ МПа; $\sigma_{sp1} = 359$ МПа; $\triangle\sigma_{sp} = 0$; $\sigma_{sP} = 408$ МПа. $\sigma_{sR} = 672$ МПа; $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1+\frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}}(1-\frac{\omega}{1{,}1})} = \frac{0{,}746}{1+\frac{672}{500}(1-\frac{0{,}746}{1{,}1})} = 0{,}521,$$

Умова:

$M = 58{,}96*10^6$ Н*мм < $R_b*b`_f*h`_f*(h_0–0{,}5h`_f) = 13{,}05*1918*30*(273–0{,}5*30) = 193{,}73*10^6$ Н*мм. Перевірка показала, що нейтральна вісь проходить у межах верхньої полиці. У зв'язку з цим подальший розрахунок виконується для прямокутного перерізу з розрахунковою шириною $b`_f = 1918$ мм та висотою 300 мм.

Величина: $\alpha_m = \frac{M_q}{R_b * b_f^` * h_0^2} = \frac{58{,}96 * 10^6}{13{,}05 * 1918 * 273^2} = 0{,}032$.

При $\alpha_m = 0{,}032$ відносна висота стиснутої зони: $\xi = 0{,}032$,

Умова $\xi = 0{,}032 < \xi_R = 0{,}521$ виконується.

Обчислюємо коефіцієнт умов роботи:

$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2 * \frac{\xi}{\xi_R} - 1) = 1{,}15 - (1{,}15 - 1)(2 * \frac{0{,}032}{0{,}521} - 1) = 1{,}28$,

де $\eta = 1{,}15$ для арматури класу Ат-V.

Оскільки: $\gamma_{s6} = 1{,}28 > \eta = 1{,}15$, то приймаємо $\gamma_{s6} = 1{,}15$.

При $\alpha_m = 0{,}032$: коефіцієнт $\zeta = 0{,}984$.

Необхідна площа перерізу поздовжньої попередньо напруженої арматури визначається за результатами розрахунку міцності нормального перерізу:

$A_{sp1} = \frac{M_q}{\zeta * \gamma_{s6} * R_s * h_0} = \frac{58{,}96 * 10^6}{0{,}984 * 1{,}15 * 680 * 273} = 280{,}67$ мм^2.

Коефіцієнт армування: $\mu = \frac{A_{sp1}}{b h_0} = \frac{280{,}67}{180 * 273} = 0{,}0057 > \mu_{min} = 0{,}0005$.

Для армування поздовжніх ребер приймаємо попередньо напружену арматуру 2 Ø 14 АтV:

$A_{sp} = 308$ мм$^2 > A_{sp1} = 280{,}67$ мм^2, (по одному стержню в кожному ребрі).

2.9. Перевірка міцності похилих перерізів поздовжніх ребер

Робоча висота ребра: $h_0 = 273$ мм.

Розподілене навантаження: $q_1 = g + \frac{s}{2} = 9{,}09 + \frac{4{,}6}{2} = 11{,}39$ кН/м (Н/мм).

Оскільки:

$q_1 = 11{,}39$ Н/мм $< q_a = 0{,}16 * \varphi_{b4}(1 + \varphi_n) R_{bt} b = 0{,}16 * 1{,}5(1 + 0{,}269) * 0{,}945 * 180 =$

$= 51{,}81$ Н/мм, то приймаємо довжину проєкції $c = 2{,}5 h_0 = 2{,}5 * 273 = 682{,}5$ мм.

Тут коефіцієнт: $\varphi_n = 0{,}1 * \frac{P}{R_{bt} b h_0} = 0{,}1 * \frac{124740}{0{,}945 * 180 * 273} = 0{,}269 < 0{,}5$, де зусилля обтиснення P прийнято при орієнтовних значеннях сумарних втрат $\sigma_l = 100$ МПа і коефіцієнті $\gamma_{sp} < 1$, тобто:

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

Перевіряємо потребу в поперечному армуванні поздовжніх ребер за умовою міцності похилих перерізів:

$Q = Q_{max} - q_1 c = 40180\text{-}11{,}39*682{,}5 = 32406$ Н $< Q_b = \varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2/c =$

$= 1{,}5(1+0{,}269)*\ 0{,}945*180*273^2/682{,}5 = 35357$ Н, отримана умова виконується, тому розрахунок не вимагає встановлення поперечної арматури. Поперечне армування приймається лише відповідно до конструктивних вимог нормативних документів.

Для поперечного армування приймаємо стрижні з арматурного дроту класу Вр-І діаметром 4 мм з кроком 150 мм.

2.10. Геометричні параметри поперечного перерізу панелі

Площа перерізу бетону: $A = 137100$ мм^2.

Площа перерізу всієї поздовжньої арматури, що перетинає поперечний переріз панелі: 2 Ø14 Ат-V ($A_{sp} = 308$ мм²); 2 Ø5 Вр-І ($A_s = 39{,}3$ мм²) – нижня поздовжня арматура каркасів двох поздовжніх ребер; 2 Ø5 Вр-І і 16 Ø4 Вр-І ($A'_s =$ $= 39{,}3 + 201{,}1 = 240{,}4$ мм²) – верхні стрижні каркасів двох поздовжніх ребер та арматура полиці панелі.

Тоді: $A_{sp}+A_s+A'_s = 308+39{,}3+240{,}4 = 588$ мм^2.

Площа приведеного перерізу панелі: $A_{red} = A = 137100$ мм^2.

Статичний момент приведеного перерізу відносно нижньої грані панелі становить:

$$S_{red,00} = b`_f*h`_f\left(h-\frac{h`_f}{2}\right)+b(h-h`_f)\frac{h-h`_f}{2} = 2950*30*\left(300-\frac{30}{2}\right)+180*(300-30)\frac{300-30}{2} =$$

$= 3178*10^4$ мм^3.

Відстань від центра ваги приведеного перерізу до нижньої грані:

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

Відстань від центра ваги приведеного перерізу до нижньої грані панелі становить:

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

$$*(300-231{,}8-\frac{30}{2})^2 + \frac{180*(300-30)^3}{12} + 180*(300-30)(231{,}8-\frac{300-30}{2})^2 = 1008*10^6 \text{ мм}^4.$$

Момент опору приведеного перерізу для крайнього нижнього волокна становить: $W_{red} = = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{1008*10^6}{231{,}8} = 4349*10^3$ мм^3.

Момент опору приведеного перерізу для крайнього нижнього волокна з урахуванням непружної роботи бетону становить:

$W_{pl} = yW_{red} = 1{,}75*4349*10^3 = 7611*10^3$ мм^3.

Момент опору приведеного перерізу відносно крайнього верхнього волокна становить: $W`_{red} = \frac{I_{red}}{h-y_0} = \frac{1008*10^6}{300-231{,}8} = 1478*10^4$ мм^3.

Момент опору приведеного перерізу для крайнього верхнього волокна з урахуванням непружної роботи бетону та розтягнутої полиці становить: (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: $W`_{pl} = y`W`_{red} = 1{,}5*1478*10^4 = 2217*10^4$ мм^3.

2.11. Розрахунок втрат попереднього напруження арматури

Перевіряємо відповідність прийнятого значення попереднього напруження арматури нормативним вимогам σ_{sp} при коефіцієнті $y_{sp} = 1$ у рекомендованих межах:

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

$\sigma_{sp}-p = 550-45 = 505$ МПа $> 0{,}3R_{s,ser} = 0{,}3*785 = 236$ МПа, тобто напруження σ_{sp} знаходиться в допустимих межах. (Величина p визначена раніше під час розрахунку Δy_{sp}).

Перші втрати σ_{l1}.

Від релаксації напружень стрижневої арматури при електротермічному способі натягу: $\sigma_1 = 0{,}03*\sigma_{sp} = 0{,}03*550 = 16{,}5$ МПа.

Втрати від температурного перепаду відсутні: $\sigma_2 = 0$, оскільки при агрегатно-потоковому способі виготовлення нагрівання арматури та форми відбувається одночасно.

Втрати попереднього напруження від деформації анкерних пристроїв не враховуються: $\sigma_3 = 0$, оскільки вони враховані під час визначення повного подовження арматури.

Втрати від тертя арматури об напрямні елементи відсутні: $\sigma_4 = 0$, що обумовлено прямолінійним розташуванням арматурних стрижнів.

Втрати від деформації сталевої форми також не враховуються: $\sigma_5 = 0$, оскільки вони включені до розрахунку повного подовження арматури.

Для визначення втрат від швидкоплинної повзучості бетону σ_6 попередньо обчислюються необхідні розрахункові параметри.

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням втрат σ_1-σ_5:

$P = A_{sP}(\sigma_{sp}-\sigma_1-\sigma_2-\sigma_3-\sigma_4-\sigma_5) = 308(550-16,5) = 164,3*10^3$ Н.

Ексцентриситет зусилля P відносно центра ваги приведеного перерізу становить: $e_{op} = y_{sP} = y_0-a_s = 231,8-(20+\frac{14}{2}) = 204,8$ мм.

Стискаюче напруження в бетоні на рівні центра ваги арматури A_{sP} при $e_{op} = y_{sP}$: $\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}}+\frac{Pe_{op}y_{sp}}{I_{red}} = \frac{164,3*10^3}{137100}+\frac{164,3*10^3*204,8^2}{1008*10^6} = 8,03$ МПа.

Те саме, для крайнього верхнього волокна:

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

Оскільки:

$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8,03}{17,5} = 0,46 < \alpha = 0,25+0,025*R_{bp} = 0,25+0,025*17,5 = 0,69 < 0,8,$

втрати: $\sigma_6 = 34*\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 34*\frac{8,03}{17,5} = 15,6$ 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: $\sigma_{l1} = \sigma_1+ \sigma_2+ \sigma_3+ \sigma_4+ \sigma_5+\sigma_6 = 16,5+15,6 = 32,1$ МПа.

Другі втрати σ_{l2}.

Втрати попереднього напруження від усадки важкого бетону класу В25, який піддавався тепловій обробці за атмосферного тиску, приймаються: $\sigma_8 = \sigma`_8 = 35$ МПа.

Уточнене значення стискаючих напружень визначаємо з урахуванням згинального моменту від власної ваги панелі M_g, зусилля попереднього обтиснення P_1 та суммарних втрати σ_{l1} при $y_{sp} = 1$,

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

$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp}-\sigma_{l1})-\sigma_6 A_s = 308(550-32{,}1)-15{,}6*39{,}3 = 1589*10^2$ Н;

$\sigma_{bp1} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} = \frac{1589*10^2}{137100} + \frac{1589*10^2*204{,}8^2}{1008*10^6} - \frac{203*10^5*204{,}8}{1008*10^6} = 3{,}65$ МПа;

$\sigma`_{bp1} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{op}(h-y_0)}{I_{red}} + \frac{M_g(h-y_0)}{I_{red}} = \frac{1589*10^2}{137100} - \frac{1589*10^2*204.8*(300-231{,}8)}{1008*10^6} +$

$+ \frac{203*10^5*(300-231{,}8)}{1008*10^6} = 0{,}331$ МПа.

Оскільки: $\frac{\sigma_{bp1}}{R_{bp}} = \frac{3{,}65}{17{,}5} = 0{,}21 < 0{,}75$, втрати від повзучості бетону:

$\sigma_9 = 128*\frac{\sigma_{bp1}}{R_{bp}} = 128*\frac{3{,}65}{17{,}5} = 26{,}7$ МПа;

$\sigma`_9 = 128*\frac{\sigma`_{bp1}}{R_{bp}} = 128*\frac{0{,}331}{17{,}5} = 2{,}42$ МПа;

Другі втрати: $\sigma_{l2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35+26{,}7 = 61{,}7$ МПа.

Сумарні втрати $\sigma_l = \sigma_{l1}+\sigma_{l2} = 32{,}1+61{,}7 = 93{,}8$ МПа < 100 МПа.

Приймаємо $\sigma_l = 100$ МПа.

2.12. Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер за утворенням тріщин

Попереднє напруження з урахуванням перших втрат:

$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp}-\sigma_{l1} = 550-32{,}1 = 517{,}9$ МПа.

Напруження $\sigma_s = \sigma_6 = 15{,}6$ МПа.

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

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням перших втрат:

$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp}-\sigma_s A_s = 517{,}9*308-15{,}6*39{,}3 = 1589*10^2$ Н.

Ексцентриситет зусилля P_1:

$$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_1} = \frac{517{,}9*308*204{,}8 - 15{,}6*39{,}3*213{,}8}{1589*10^2} = 204{,}8 \text{ мм},$$

де $y_s = y_0 - a_s = 231{,}8 - 18 = 213{,}8$ мм – відстань від центра ваги попередньо напруженої арматури A_s до центра ваги приведеного перерізу.

Максимальне напруження в стиснутій зоні бетону становить:

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op1} y_{sp}}{I_{red}} + \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} = \frac{1589*10^2}{137100} + \frac{1589*10^2*204{,}8*204{,}8}{1008*10^6} + \frac{343*10^4*204{,}8}{1008*10^6} = 8{,}46 \text{ МПа},$$

де M_g – Згинальний момент у перерізі розташування монтажних петель становить:

$$M_g = \frac{g_{1n} k_d l^2}{2} = \frac{4{,}71*1{,}4*1{,}02^2}{2} = 343*10^4 \text{ Н*мм}.$$

Напруження:

$\sigma_b = 8{,}46$ МПа $< kR_{bp} = 0{,}75*17{,}5 = 13{,}13$ МПа.

Відстань від центра ваги приведеного перерізу до нижньої ядрової точки становить:

$r = \varphi \frac{W`_{red}}{A_{red}} = 0{,}95*\frac{1478*10^4}{137100} = 102{,}41$ мм, де $\varphi = 1{,}6 - \frac{\sigma_b}{R_{bp,ser}} = 1{,}6 - \frac{8{,}46}{13} = 0{,}95 < 1$ і більше 0,7, тому приймаємо $\varphi = 0{,}95$. (тут $R_{bp,ser} = 13$ МПа прийнято для $R_{bp} = 17{,}5$ МПа).

Момент обтиснення відносно нижньої межі ядра перерізу:

$M_{rp} = P_1(e_{op1} - r) = 1589*10^2(204{,}8 - 102{,}41) = 1627*10^4$ Н*мм.

Перевіряємо умову утворення тріщин:

$M_r = M_g = 343*10^4$ Н*мм $< M_{crc} = R_{bt,p,ser} W`_{pl} - M_{rp} = 1{,}28*2217*10^4 - 1627*10^4 =$
$= 1210*10^4$ Н*мм.

Оскільки розрахункова умова виконується, тріщиностійкість верхньої зони панелі на стадії виготовлення забезпечена.

Розрахунок на стадії експлуатації

Таблиця 14. Підрахунок навантажень на 1 м панелі з урахуванням даних таблиці 12.

Вид навантаження	Коеф. надійн. з навант. γ_{fm}	Навантаження, кН/м^2	
		Характеристичне	Експлуатаційне розр. значення навантажень, $\gamma_n = 0{,}975$
Ребристі плити покриття	1	1,57*3 = 4,71	$g_1 = 4{,}59$
Ізоляційний килим	1	0,8578*3 = 2,57	$g_2 = 2{,}51$
Всього		$g_n = 7{,}28$	$g = 7{,}1$
Змінні короткочасні Снігове навантаження	0,49	$s_n = 1{,}34*3 = 4{,}02$	$s = 1{,}92$
Загальне		$q_n = 11{,}3$	$q = 9{,}02$

Зусилля в поздовжніх ребрах:

від повного навантаження:

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{9{,}02*5{,}87^2}{8} = 38{,}85 \text{ кН*м};$$

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{9{,}02*5{,}87}{2} = 26{,}47 \text{ кН};$$

від постіного навантаження:

$$M_g = \frac{gl_0^2}{8} = \frac{7{,}1*5{,}87^2}{8} = 30{,}58 \text{ кН*м};$$

$$Q_g = \frac{gl_0}{2} = \frac{7{,}1*5{,}87}{2} = 20{,}84 \text{ кН}.$$

Попереднє напруження з урахуванням сумарних втрат:

$\sigma_{sp2} = y_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{l1}) = 0{,}9(550\text{-}100) = 405$ МПа, де $y_{sp} = 1\text{-}\Delta\gamma_{sp} = 1\text{-}0{,}1 = 0{,}9$.

Напруження в нижній поздовжній ненапружуваній арматурі A_s, від усадки та повзучості бетону становить:

$\sigma_s = \sigma_6+\sigma_8+\sigma_9 = 15{,}6+35+26{,}7 = 77{,}3$ МПа.

Те саме – у верхній арматурі:

$\sigma`_s = \sigma`_6+\sigma`_8+\sigma`_9 = 0+35+2,42 = 37,42$ МПа.

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням усіх втрат становить:

$P_2 = \sigma_{sp2}A_{sp}-\sigma_sA_s-\sigma`_sA`_s = 405*308-77,3*39,3-37,42*240,4 = 1127*10^2$ Н.

Ексцентриситет зусилля:

$$e_{op2} = \frac{\sigma_{sp2}A_{sp}y_{sp}-\sigma_sA_sy_s+\sigma`_sA`_sy`_s}{P_2} = \frac{405*308*204,8-77,3*39,3*213,8+37,42*240,4*53,2}{1127*10^2} =$$

= 225,16 мм,

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

Напруження у верхньому волокні бетону:

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}}-\frac{P_2e_{op2}(h-y_0)}{I_{red}}+\frac{M(h-y_0)}{I_{red}} = \frac{1127*10^2}{137100} - \frac{1127*10^2*225,16*(300-231,8)}{1008*10^6} +$$

$$+\frac{3885*10^4*(300-231,8)}{1008*10^6} = 1,73 \text{ МПа (стиск).}$$

Коефіцієнт: $\varphi = 1,6-\frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6-\frac{1,73}{18,5} = 1,51 > 1$, приймаємо φ = 1.

Відстань від центра ваги приведеного перерізу до верхньої ядрової точки визначається за формулою:

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

Момент обтиснення відносно верхньої межі ядра перерізу:

$M_{rp} = P_2(e_{op2}-r`) = 1127*10^2*(225,16-31,7) = 2180*10^4$ Н*мм.

Перевіряємо умову утворення тріщин:

$M_r = M = 3885*10^4$ Н*мм > $M_{crc} = R_{bt,ser}W_{pl}+M_{rp} = 1,6*7611*10^3+2180*10^4 =$ $= 3398*10^4$ Н*мм, Умова виконується, тому на стадії експлуатації можливе утворення нормальних тріщин у розтягнутій зоні перерізу.

2.13. Розрахунок на розкриття тріщин, нормальних до осі поздовжніх ребер

За умови $x \leq h`$ (де х – висота стиснутої зони при розрахунку на міцність) плече внутрішньої пари сил приймається сталим і визначається за формулою:

$z = h_0 - \frac{h`_f}{2} = 273 - \frac{30}{2} = 258$ мм, а відносна висота стиснутої зони:

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

Нетривале розкриття тріщин

Приріст напружень у розтягнутій арматурі від дії зовнішнього навантаження визначається за формулою:

$$\sigma_s = \frac{M - P_2(z - e_{sp2})}{(A_s + A_{sp})z} = \frac{3885*10^4 - 1127*10^2*(258+20{,}4)}{(39{,}3+308)*258} = 83{,}42 \text{ МПа.}$$

де M = 3885*10^4 Н*мм – момент від повного навантаження за другою групою граничних станів;

$e_{sp2} = y_{sp} - e_{op2} = 204{,}8 - 225{,}16 = -20{,}4$ мм.

Ширина нетривалого розкриття тріщин від повного навантаження становить:

$a_{crc,1} = \delta*\varphi_l*\eta*\frac{\sigma_s}{E_s}*20*(3{,}5-100\mu)\sqrt[3]{d} = 1*1*1*\frac{83{,}42}{1{,}9*10^5}*20*(3{,}5-100*0{,}007)\sqrt[3]{14} = 0{,}059$ мм,

де δ = 1 – для згинальних елементів; φ_l = 1 для короткочасної дії нантаження; η = 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 розкриття тріщин з урахуванням тривалого впливу постійних навантажень визначаємо за формулою:

$a_{crc} = a_{crc,1}*[1+(\varphi_l-1)\frac{\sigma_{sl}}{\sigma_s}] = 0{,}06*[1+(1{,}495-1)\frac{0}{83{,}42}] = 0$ мм, де $\sigma_{sl} = \frac{M_l - P_2(z - e_{sp2})}{(A_s + A_{sp})z} = \frac{3058*10^4 - 1127*10^2(258+20{,}4)}{(39{,}3+308)*258} = 0$ МПа; $\varphi_l = 1{,}6 - 15\mu = 1{,}6 - 15*0{,}007 = 1{,}495$ – для тривалої дії навантажень.

Ширина розкриття тріщин: $a_{crc} = 0 < [a_{crc}] = 0{,}4$ мм (допустимо).

Тривале розкриття тріщин.

$a_{crc,2} = 0$ мм < $[a_{crc}] = 0{,}4$ мм, тобто ширина розкриття тріщин знаходиться в допустимих межах.

2.14. Розрахунок похилих перерізів поздовжніх ребер за утворенням тріщин

Оскільки поперечна сила:

$Q = 26{,}47*10^3$ Н $< \varphi_{b3}R_{bt,ser}*b*h_0 = 0{,}6*1{,}60*180*273 = 47{,}17*10^3$ Н,

тріщини, похилі до поздовжньої осі елемента, не утворюються.

2.15. Розрахунок прогинів плити покриття

Короткочасна дія всього навантаження.

Момент: $M = M_r+P_2e_{sp2} = 3885*10^4+1127*10^2*(-20{,}4) = 3655*10^4$ Н*мм.

Коефіцієнт: $\varphi_f = \frac{(b`_f-b)h`_f+\frac{\alpha}{2v}*A`_s}{bh_0} = \frac{(2950-180)*30+\frac{6{,}3}{2*0{,}45}*240{,}4}{180*273} = 1{,}73,$

де $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1{,}7*10^5}{2{,}7*10^4} = 6{,}3.$

Ексцентриситет: $e_{s,tot} = [\frac{M}{P_2}] = \frac{3655*10^4}{1127*10^2} = 324$ мм.

Коефіцієнт: $\varphi_m = \frac{R_{bt,ser}W_{pl}}{M_r-M_{rp}} = \frac{1{,}6*7611*10^3}{3885*10^4-21{,}80*10^4} = 0{,}71 < 1.$

Коефіцієнт:

$$\psi_s = 1{,}25- \varphi_{ls}*\varphi_m-\frac{1-\varphi_m^2}{(3{,}5-1{,}8\varphi_m)\frac{e_{s,tot}}{h_0}} = 1{,}25\text{-}1{,}1*0{,}71 - \frac{1-0{,}71^2}{(3{,}5-1{,}8*0{,}71)\frac{324}{273}} = 0{,}28 < 1.$$

Кривизна:

$$(\frac{1}{r})_1 = \frac{M}{h_0z}*[\frac{\psi_s}{E_sA_s+E_sA_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f+\xi)b*h_0*E_b*v}] - \frac{P_2}{h_0}*\frac{\psi_s}{E_sA_s+E_sA_{sp}} = \frac{3655*10^4}{273*258}*$$

$$*[\frac{0{,}28}{1{,}7*10^5*39{,}3+1{,}9*10^5*308} + \frac{0{,}9}{(1{,}73+0{,}11)*180*273*2{,}7*10^4*0{,}45}] - \frac{1127*10^2}{273}*$$

$$*\frac{0{,}28}{1{,}7*10^5*39{,}3+1{,}9*10^5*308} = 0{,}88*10^{-6}\ \text{мм}^{-1}.$$

Короткочасна дія постійних навантажень.

Момент: $M = M_r+P_2e_{sp2} = 3058*10^4+1127*10^2*(-20{,}4) = 2828*10^4$ Н*мм.

Ексцентриситет: $e_{s,tot} = [\frac{M}{P_2}] = \frac{2828*10^4}{1127*10^2} = 251$ мм.

Коефіцієнт: $\varphi_m = \frac{R_{bt,ser}W_{pl}}{M_r-M_{rp}} = \frac{1{,}6*7611*10^3}{3058*10^4-2180*10^4} = 0{,}14 < 1.$

Коефіцієнт:

$$\psi_s = 1{,}25 - \varphi_{ls} * \varphi_m - \frac{1-\varphi_m^2}{(3{,}5-1{,}8\varphi_m)\frac{e_{s,tot}}{h_0}} = 1{,}25 - 1{,}1 * 0{,}14 - \frac{1-0{,}14^2}{(3{,}5-1{,}8*0{,}14)\frac{251}{273}} = 0{,}77 < 1.$$

Кривизна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M}{h_0 z} * \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b * h_0 * E_b * v}\right] - \frac{P_2}{h_0} * \frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} = \frac{2828 * 10^4}{273 * 258} *$$

$$* \left[\frac{0{,}77}{1{,}7*10^5*39{,}3 + 1{,}9*10^5*308} + \frac{0{,}9}{(1{,}73+0{,}11)*180*273*2{,}7*10^4*0{,}45}\right] - \frac{1127*10^2}{273} *$$

$$* \frac{0{,}77}{1{,}7*10^5*39{,}3 + 1{,}9*10^5*308} = 0{,}2*10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Тривала дія постійного навантаження.

Момент: $M = 2828*10^4$ Н*мм.

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

$$\varphi_f = \frac{(b`_f - b)h`_f + \frac{\alpha}{2v} * A`_s}{bh_0} = \frac{(2950-180)*30 + \frac{6{,}3}{2*0{,}15} * 240{,}4}{180*273} = 1{,}79.$$

Коефіцієнт:

$$\psi_s = 1{,}25 - \varphi_{ls} * \varphi_m - \frac{1-\varphi_m^2}{(3{,}5-1{,}8\varphi_m)\frac{e_{s,tot}}{h_0}} = 1{,}25 - 0{,}8 * 0{,}14 - \frac{1-0{,}14^2}{(3{,}5-1{,}8*0{,}14)\frac{251}{273}} = 0{,}81 < 1,$$

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

Кривизна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{h_0 z} * \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b * h_0 * E_b * v}\right] - \frac{P_2}{h_0} * \frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} = \frac{2828 * 10^4}{273 * 258} *$$

$$* \left[\frac{0{,}81}{1{,}7*10^5*39{,}3 + 1{,}9*10^5*308} + \frac{0{,}9}{(1{,}73+0{,}11)*180*273*2{,}7*10^4*0{,}15}\right] - \frac{1127*10^2}{273} *$$

$$* \frac{0{,}81}{1{,}7*10^5*39{,}3 + 1{,}9*10^5*308} = 0{,}85*10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Напруження: $\sigma_s = 77{,}3$ МПа. $\sigma`_s = 37{,}42$ МПа.

Відносна деформація: $\varepsilon_b = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{77{,}3}{1{,}9*10^6} = 407*10^{-6}$. $\varepsilon`_b = \frac{\sigma`_s}{E_s} = \frac{37{,}42}{1{,}9*10^6} = 197*10^{-6}$.

Кривизна: $\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon`_b}{h_0} = \frac{407*10^{-6} - 197*10^{-6}}{273} = 0{,}77*10^{-6}$ мм$^{-1}$

Повну кривизну з урахуванням тривалої дії навантаження визначаємо за формулою:

$\frac{1}{r} = (\frac{1}{r})_1 - (\frac{1}{r})_2 + (\frac{1}{r})_3 - (\frac{1}{r})_4 = 0{,}88*10^{-6} - 0{,}2*10^{-6} + 0{,}85*10^{-6} - 0{,}77*10^{-6} = 0{,}76*10^{-6}$ мм$^{-1}$.

Прогин визначаємо за спрощеною формулою:

$f_{tot} = s*\frac{1}{r}*l_0^2 = \frac{5}{48}*0{,}76*10^{-6}*5870^2 = 3$ мм, де $s = \frac{5}{48}$ – для рівномірно розподіленого навантаження. $f_{tot} = 3$ мм < $[f] = 30$ мм, прогин допустимий.

Отримані значення ширини розкриття тріщин і прогинів не перевищують допустимих нормативних значень. Тому уточнений розрахунок цих параметрів не виконується.

2.16. Перевірка міцності плити покриття на стадіях виготовлення, транспортування та монтажу

Розрахунок на $l = 1020$ мм від торця панелі.

Зусилля попереднього обтиску P вводиться в розрахунок як зовнішнє навантаження з коефіцієнтом точності натягу $y_{sp} > 1$ з урахуванням прояву перших втрат і коефіцієнта надійності за призначенням $y_n = 0{,}975$.

$P = (y_{sp}\sigma_{sp1} - 330)A_{sp}y_n = (1{,}1*517{,}9 - 330)*308*0{,}975 = 71979$ Н,

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

Сумарний згинальний момент:

$M = Pe_{op} + M_g = 71979*204.8 + 343*10^4 = 1817*10^4$ Н*мм.

Ексцентриситет прикладання зусилля: $e_0 = \frac{M}{P} = \frac{1817*10^4}{71979} = 252$ мм.

Робоча висота: $h_0 = h - a = 300 - 18 = 282$ мм.

Ексцентриситет e з урахуванням геометрії таврового перерізу: $e = e_0 + h - y_0 - a`_s = 252 + 300 - 231{,}8 - 18 = 302$ мм.

$\omega = \alpha_1 - 0{,}008R_b = 0{,}85 - 0{,}008*12 = 0{,}754$,

де $R_b = 10*y_{b8} = 10*1{,}2 = 12$ МПа (тут 10 МПа – за інтерполяцією табличних даних між класами бетону В15 і В20 для $R_{bp} = 17{,}5$ МПа).

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1+\frac{R_S}{\sigma_{scu}}(1-\frac{\omega}{1,1})} = \frac{0,754}{1+\frac{360}{400}(1-\frac{0,754}{1,1})} = 0,588,$$

5. Висота стиснутої зони з урахуванням несиметричного армування:

$$x = \frac{P-R_{sc}*A`_s+R_s*A_s}{R_b b} = \frac{71979-360*39,3+360*240,4}{12*180} = 67 \text{ мм} < x_R = \xi_R * h_0 = 166 \text{ мм}.$$

6. Умова:

$Pe = 71979*302 = 2174*10^4$ Н*мм $< R_b*b*x*(h_0-0,5x)+R_{sc}*A`_s*(h_0-a`_s) =$ $= 12*180*67*(282-0,5*67)+360*240,4*(282-18) = 5881*10^4$ Н*мм, умова виконується, тобто міцність плити є достатньою.

Розділ 3

ЗВЕДЕННЯ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ФУНДАМЕНТІВ

Вихідні дані [1]:

Район будів-ництва	Схема плану будівлі	Довжина, м	Прольоти, м	Висота, м	Крок колон, м	Вантаж. крану, т
Дніпро	Б	B_1 = 96 B_2 = 72	l_1 = 12 l_2 = 18 l_3 = 24 l_4 = 18	H_1 = 13,2 H_2 = 10.8	a_1 = 6 a_2/a_3 = 6/12	Q_1 = 10 Q_2 = 10 Q_3 = 20 Q_4 = 20

3.1. Проектування фундаментів

Схему розташування фундаментів прийнято відповідно до конструктивної схеми будівлі та розташування температурних швів. Фундаменти запроєктовано під одногілкові збірні залізобетонні колони крайніх, середніх і фахверкових рядів. План фундаментів наведено на рисунку 1.

Для корпусу 1 – крайні колони 1К132-7 з розміром бази 800×400 мм та фахверкові колони типу 3КФ141-1 з розміром бази 400×400 мм.

Для корпусів 2–4 використано крайні колони 4К108-7, база колони 700×400 мм, середні колони типу 10К108-2 з аналогічними розмірами бази та фахверкові колони типу 2КФ117-1 з розміром бази 400×300 мм.

Тип фундаментів і розміри підколонників прийнято відповідно до геометричних параметрів баз колон та розрахункових навантажень.

– для колон 1К132-7 із базою 800×400 мм –

двосходинковий фундамент марки ФГ31-35 з розмірами сходинок 3,3х2,4х0,3 м і 2,4х1,8х0,3 м (див. рисунок 5), об’єм 6,68 м^3;

підколонник розмірами 1,8×1,2 м, глибиною 950 мм;

– для колон 3КФ141-1 із базою 400×400 мм –

двосходинковий фундамент марки ФА25-30 з розмірами сходинок 2,4х1,5х0,3 м і 1,8х1,5х0,3 м (див. рисунок 6), об’єм 3,13 м^3;

підколонник розмірами 0,9×0,9 м, глибиною 800 мм;

– для колон 4К108-7, 10К108-2 із базою 700×400 мм –

двосходинковий фундамент марки ФГ1-5 з розмірами сходинок 3,3х2,4х0,3 м і 2,4х1,8х0,3 м (див. рисунок 5), об'єм 6,68 м^3;

– для колон 2КФ117-1 із базою 400×300 мм –

двосходинковий фундамент марки ФА25-30 з розмірами сходинок 2,4х1,5х0,3 м і 1,8х1,5х0,3 м (див. рисунок 6), об'єм 3,13 м^3;

підколонник розмірами 0,9×0,9 м, глибиною 800 мм.

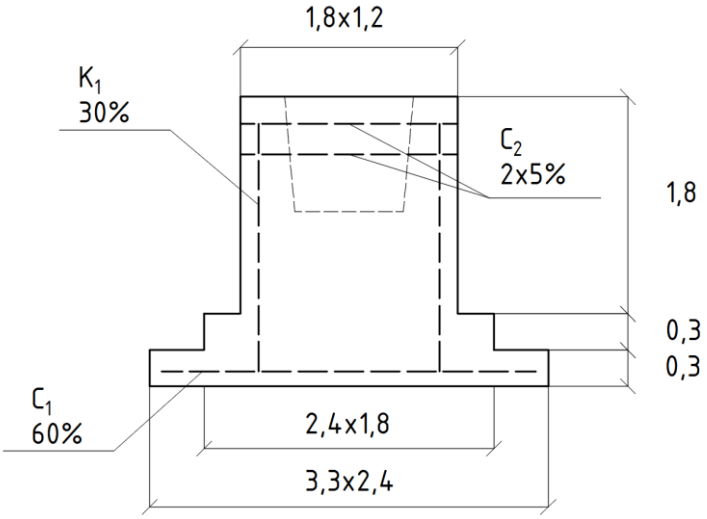


Рисунок 5. Схема фундаментів марка ФГ1-5

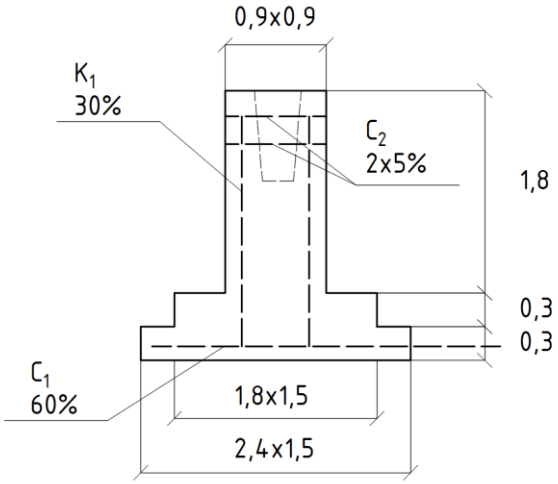


Рисунок 6. Схема фундаментів марка ФА25-30

Визначаємо, згідно запропонованої схеми армування (рисунок 5, 6), потребу в армовиробах і визначаємо маси цих армовиробів згідно [3].

До складу монолітного залізобетонного фундаменту входять арматурні вироби трьох видів:

- плоска сітка С-1 (розташована в підошві фундаменту з дотриманням захисного шару), у відсотковому відношенні складає 60% до маси загальної кількості армовиробів:

- просторовий каркас К-1 (розташований у підколонику) - 30%;

- 2 плоскі сітки С-2 (розташовані у стакані) - 10%.

Приймаємо маси цих армовиробів згідно [3].

Приймаємо потрібну кількість армовиробів з урахуванням визначеного об'єму:

- фундаменту марки ФГ31-35 (кількість 80 шт.)

$m_{арм}$ = (3,3х6,68)/100 = 0,22 т,

де 3,3 - потреба в арматурних виробах для фундаментів об’ємом до 10 м^3 на 100 м^3 влаштованих фундаментів [3].

Розподіляємо отриману масу армовиробів на окремі арматурні елементи:

$m_{С-1}$ = 0,22х0,6 = 0,132 т = 132 кг кількістю 80 шт.

$m_{К-1}$ = 0,22х0,3 = 0,066 т = 66 кг кількістю 80 шт.

$m_{С-2}$ = (0,22х0,1)/2 = 0,011 т = 11 кг кількістю 160 шт.

- фундаменту марки ФА25-30 (кількість 9 шт.)

$m_{арм}$ = (3,3х3,13)/100 = 0,1033 т,

де 3,3 - потреба в арматурних виробах для фундаментів об’ємом до 10 м^3 на 100 м^3 влаштованих фундаментів [3].

Розподіляємо отриману масу армовиробів на окремі арматурні елементи:

$m_{С-1}$ = 0,1033х0,6 = 0,062 т = 62 кг кількістю 9 шт.

$m_{К-1}$ = 0,1033х0,3 = 0,031 т = 31 кг кількістю 9 шт.

$m_{С-2}$ = (0,1033х0,1)/2 = 0,0052 т = 5,2 кг кількістю 18 шт.

Складаємо специфікацію армовиробів на кожен окремий вид фундаменту (таблиця 15, 16).

Таблиця 15. Специфікація арматурних виробів на фундамент ФГ1-5

Найменування елемента	Марка	Розміри елемента, м			Кількість, шт.		Маса, т	
		Довжина	Ширина	Висота	На 1 фунд.	На об'єкт	На 1 елем.	Загальна
Горизонтальна сітка	С-1	3,2	2,3	-	1	80	0,132	10,56
Горизонтальна сітка	С-2	1,74	1,14	-	2	160	0,011	1,76
Вертикальний каркас	К-1	1,7	1,1	2,3	1	80	0,066	5,28

Таблиця 16. Специфікація арматурних виробів на фундамент ФА25-30

Найменування елемента	Марка	Розміри елемента, м			Кількість, шт.		Маса, т	
		Довжина	Ширина	Висота	На 1 фунд.	На об'єкт	На 1 елем.	Загальна
Горизонтальна сітка	С-1	2,3	1,4	-	1	9	0,062	0,558
Горизонтальна сітка	С-2	0,84	0,84	-	2	18	0,0052	0,0936
Вертикальний каркас	К-1	0,8	0,8	2,3	1	9	0,031	0,279

3.2. Визначення обсягів робіт

Площа опалубки фундаментів.

Розрахунок значення площі щитів опалубки для фундаментів ФГ31-35:

F_1 = 3,3х0,3 = 0,99 м^2, кільк. 2 шт.

F_2 = 2,4х0,3 = 0,72 м^2, кільк. 4 шт.

F_3 = 1,8х0,3 = 0,54 м^2, кільк. 2 шт.

F_4 = 1,8х1,8 = 3,24 м^2, кільк. 2 шт.

F_5 = 1,2х1,8 = 2,16 м^2, кільк. 2 шт.

F_6 = 2,8 м^2, кільк. 1 шт.

Щитів S до 1 м^2:

F_{on1} = ((0,99+0,54)х2+0,72х4)х80 = 5,94х80 = 475,2 м^2.

Щитів S більше 2 м^2:

$F_{оп2}$ = ((3,24+2,16)х2+2,8)х80 = 13,6х80 = 1088 м^2.

Площа щитів опалубки на фундамент ФА25-30:

F_1 = 2,4х0,3 = 0,72 м^2, кільк. 2 шт.

F_2 = 1,5х0,3 = 0,45 м^2, кільк. 4 шт.

F_3 = 1,8х0,3 = 0,54 м^2, кільк. 2 шт.

F_4 = 1,8х0,9 = 1,62 м^2, кільк. 4 шт.

F_6 = 2,8 м^2 (гніздоформувач), кільк. 1 шт.

Щитів площею до 1 м^2:

$F_{оп1}$ = ((0,72+0,54)х2+0,45х4)х9 = 38,88 м^2.

Щитів площею від 1 м^2 до 2 м^2:

$F_{оп2}$ = 1,62х4х9 = 58,32 м^2.

Щитів площею більше 2 м^2:

$F_{оп3}$ = 2,8х9 = 25,2 м^2.

Об'єм бетону фундаментів: $V_{ФГ31\text{-}35}$ = 6,68 м^3; $V_{ФА25\text{-}30}$ = 3,13 м^3.

Площа підмосток.

$F_{під.}$ = 0,7х1х2х(80+9) = 1,4х89 = 124,6 м^2,

де 0,7х1 – розміри підмосток, м.

S поверхні, що укривають рогожею.

$F_{вкр.}$ = 3,3×2,4×80+2,4×1,5×9 = 633,6+32,4 = 666 м^2.

S поверхонь, що поливають водою.

$F_{пол.}$ = 3,3×2,4×80×12+2,4×1,5×9×12 = 7603,2+388,8 = 7992 м^2,

де 12 – кількість поливів, разів.

Площа горизонтальних поверхонь, що ізолюють:

$F_{із.\ г.}$ = (3,3×2,4-1,8×1,2)×80+(2,4×1,5-0,9×0,9)×9 = 460,8+25,11 = 485,91 м^2.

Площа вертикальних поверхонь, що ізолюють:

$F_{із.\ в.}$ = ((0,99+0,54+3,24+2,16)×2+0,72×4)×80+((0,72+0,54)×2+(0,45+1,62)×4)×9 =

= 1339,2+97,2 = 1436,4 м^2.

За отриманими значеннями складаємо таблицю 17.

Таблиця 17. Відомість об’ємів робіт

№ за/п	Назва процесів (операцій)	Одиниця виміру	Об’єм робіт на один елемент	Кількість фундаментів	Загальний об'єм робіт
1	2	3	4	5	6
Фундаменти ФГ31-35					
1	Встановлення краном арматурних сіток С-1 масою до 0,3 т.	шт. т.	1 0,132	80	80 10,56
2	Встановлення вручну арматурних каркасів К-1 до 100 кг	шт. т.	1 0,066	80	80 5,28
3	Встановлення сіток С-2 вручну масою до 50 кг	шт. т.	2 0,022	80	160 1,76
4	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м^2 S більш 2 м^2	 м^2 м^2	 5,94 13,6	80	 475,2 1088
5	Збірка, переставляння підмостків	м^2	1,4	80	112
6	Бетонні роботи	м^3	6,68	80	534,4
7	Укривання поверхонь рогожею	м^2	7,92	80	633,6
8	Поливання поверхні водою	м^2	95,04	80	7603,2
9	Фарбувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	 м^2 м^2	 5,76 16,74	80	 460,8 1339,2
Фундаменти ФА25-30					
10	Встановлення вручну арматурних сіток С-1 масою до 100 кг	шт. т.	1 0,062	9	9 0,558
11	Встановлення вручну арматурних каркасів К-1 до 50 кг	шт. т.	1 0,031	9	9 0,279
12	Встановлення сіток С-2 вручну масою до 20 кг	шт. т.	2 0,0104	9	18 0,0936

Продовження таблиці 17

1	2	3	4	5	6
13	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 $м^2$ S від 1 $м^2$ до 2 $м^2$ S більш 2 $м^2$	 $м^2$ $м^2$ $м^2$	 4,32 6,48 2,8	9	 38,88 58,32 25,2
14	Збірка, переставляння підмостків	$м^2$	1,4	9	12,6
15	Бетонні роботи	$м^3$	3,13	9	28,17
16	Укривання поверхонь рогожею	$м^2$	3,6	9	32,4
17	Поливання поверхні водою	$м^2$	43,2	9	388,8
18	Фарбувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	 $м^2$ $м^2$	 2,79 10,8	9	 25,11 97,2

Для прийнятого ступінчастого фундаменту виконується маркувальна схема опалубки, на якій відображаються розташування та маркування всіх елементів опалубного комплекту. Маркувальну схему наведено на рисунку 7.

На основі прийнятого конструктивного рішення складається специфікація елементів опалубки фундаменту. До специфікації включаються інвентарні щити, кріпильні та з'єднувальні елементи, а також пиломатеріали, необхідні для виготовлення добірних елементів опалубки.

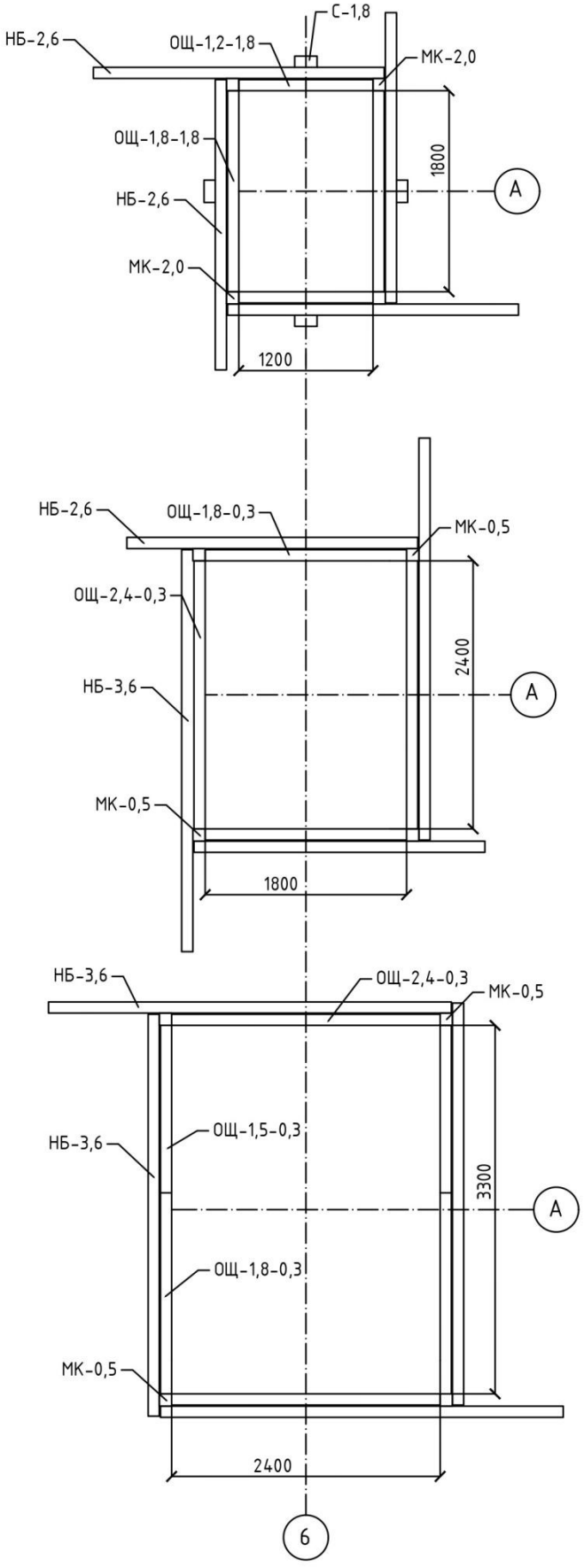


Рисунок 7. Маркувальна схема плану ступінчастого фундаменту

3.3. Вибір методів виконання робіт

Визначимо графічним шляхом монтажні характеристики крану.

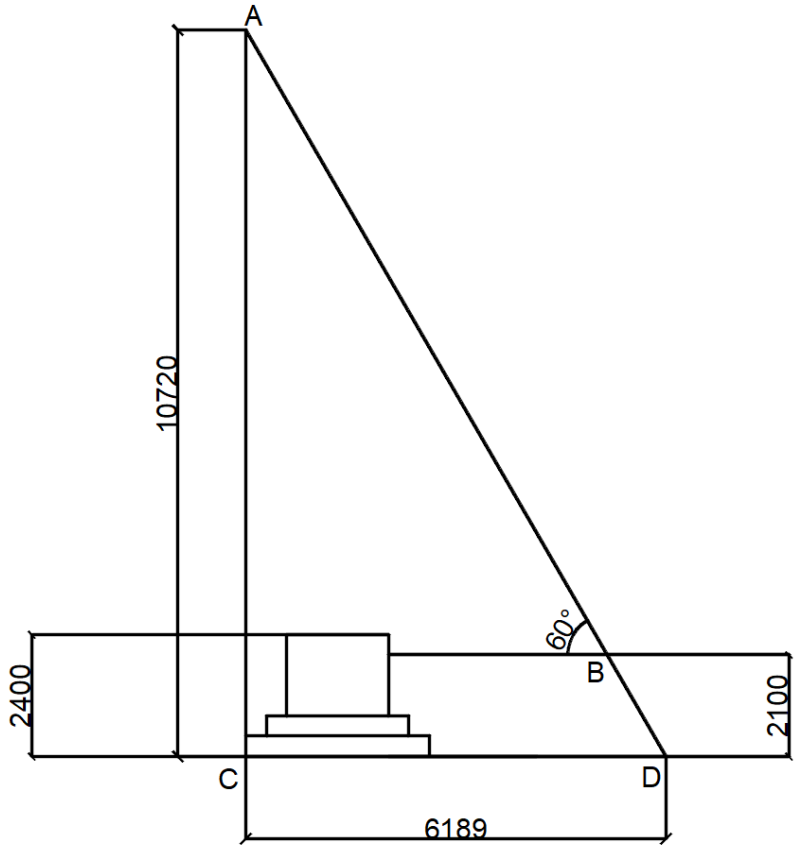


Рисунок 8. Схема крану

Бетонні роботи – за схемою кран-баддя. Визначення технічних характеристик бадді проводимо за допомогою таблиці 2.1. [4] Прийнято поворотну баддю місткістю 0,8 м^3, маса бадді з бетоном складає 2,29 т, розрахункова довжина 2,82 м.

Висота підіймання гаку:

$H_{пот} = H_{стр} = AC = h_1+h_2+h_3+h_4+h_5 = 2{,}4+0{,}5+2{,}82+3+2 = 10{,}72$ м,

де h_1 – висота фундаменту, м (ФГ1-5 і ФА25-30) (рисунок 8);

h_2 – зазор (0,5-1,0 м);

h_3 – розрахункова довжина бадді, м;

h_4 – розрахункова довжина такелажного пристосування, м [5];

h_5 – довжина поліспасту, м.

Вантажопідйомність крану:

$G_m = G_1+\Sigma g = 2{,}29+0{,}033 = 2{,}323$ т

де G_1 – маса бадді з бетоном, т;

Σg – маса такелажного пристосування, т [3].

Виліт стріли: $L = CD$ = 6,2 м (рисунок 8).

Довжина стріли $l_{стр}$ = АВ = 10,72 м (рисунок 8).

Через те, що автокран необхіден для допоміжних опалубочних робіт - за ведучу машину приймаємо найпростійший автокран КС-2572 зі стрілою 12 м і вантажопідйомністю – 6,3 т [3].

Прийнято АБЗ марки СБ-92 [4] з об'ємом виходу $V_{тр}$.=6 м^3, кількістю 2 шт (для доставки бетонної суміші).

Приймаємо 2 вібратора з гнучким валом ВЕРБ-66 (для ущільнення суміші) [4] з $L_в$ = 0,36 м і $R_в$ = 0,25 м.

3.4. Калькуляція та технологічна нормаль на зведення монолітних з/б фундаментів

Таблиця 18. Калькуляція трудових витрат і з/п влаштування фундаментів

Найменування процесу	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудомісткість, люд.-год.		Заробітна платня, грн.		Склад ланки	
		Один. Виміру	Кількість	На одиницю	Всього	На одиницю	Всього	Професія, розряд	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Встановлення краном арматурних сіток С-1 при діаметрі арматури до 32 мм, масі сіток до 0,3 т, при горизонтальному розташуванні	Е4-1-44 т.1, п.1а	шт.	80	0,42+0,11= =0,53	42,4	9,34496	747,6	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення вручну сіток С-1 і каркасів К-1 при масі до 100 кг	Е4-1-44 т.3, п.в	шт.	89	0,36+0,11= =0,47	41,83	8,13429	723,95	арматурник 3 р. 2 р.	1 2
Встановлення вручну сіток С-2 і каркасів К-1 при масі до 50 кг	Е4-1-44 т.3, п.б	шт.	169	0,24+0,11= =0,35	59,15	6,05745	1023,71	арматурник 3 р. 2 р.	1 2

Продовження таблиці 18

Встановлення сіток С-2 вручну, при масі до 20 кг	Е4-1-44 т.3, п.а	шт.	18	0,17+0,11= =0,28	5,04	4,84596	87,23	арматур-ник 3 р. 2 р.	1 2
Встановлення щитів дерев'яної опалубки окремо розташованих ступінчастих фундаментів площею до 1 м^2 від 1 м^2 до 2 м^2 більш 2 м^2	Е4-1-37 т.2, п.1	м^2	1685,6	0,39	657,39	7,66623	12922,2	тесляр 4 р. 3 р.	1 1
Те ж, розбирання площею до 1 м^2 від 1 м^2 до 2 м^2 більш 2 м^2	Е4-1-37 т.2, п.2	м^2	1685,6	0,21	353,98	3,70272	6241,3	тесляр 3 р. 2 р.	1 1
Переставляння підмостків	Е6-3 т.2, п. 5,б	м^2	124,6	0,12	14,96	2,07684	258,77	Тесляр 4р. 2р. підс. роб.1р	1 1 1
Приймання бетонної суміші у баддю	Е-4-1-54 п. 19	100 м^3	5,63	8,2	46,17	137,801	775,89	бетонник 2р.	1
Подавання бетонної суміші краном в бадді об`ємом 0,8 м^3	Е1-6 т.2 п. 16 а,б	м^3	562,57	0,29 0,145	163,15 81,57	5,20782	424,81	такелаж-ник 2р. машиніст 4р.	2 1
Вкладання бетонної суміші краном в баддях у окремо розташовані фундаменти об'ємом до 5 м^3	Е4-1-49 т.1, п.2	м^3	28,17	0,34	9,58	6,2764	176,85	бетонник 4р. 2р.	1 1
Вкладання бетонної суміші краном в баддях у окремо розташовані фундаменти об'ємом до 10 м^3	Е4-1-49 т.1, п.3	м^3	534,4	0,33	176,35	6,0918	3255,42	бетонник 4р. 2р.	1 1
Вкривання бетонної поверхні рогожею	Е4-1-54 п.10	100 м^2	6,66	0,21	1,4	3,52905	23,5	бетонник 2р.	1
Поливка бетонної поверхні водою з шлангу за один раз	Е4-1-54 п.9	100 м^2	79,92	0,14	11,19	2,3527	188,03	бетонник 2р.	1
Зняття з бетонної поверхні рогожі	Е4-1-54 п.12	100 м^2	6,66	0,22	1,47	3,6971	24,62	бетонник 2р.	1
Фарбувальна гідроізоляція розрідженим бітумом вручну вертикальних поверхонь	Е11-37	100 м^2	14,37	8,3	119,27	153,218	2201,74	ізолю-вальник 4р. 2р.	1 1

Продовження таблиці 18

Те ж, горизонтальних	Е11-37	100 м^2	4,86	4,8	23,33	88,608	430,63	ізолю-вальник 4р. 2р.	1 1
Всього					1726,66 / 81,57		29506,25		

Таблиця 19. Технологічна нормаль

№ п/п	Найменування процесу	Об'єм робіт		Трудомісткість		% виконання норми	Машина		Nл	A	Np	Тривалість, дні
		Один. Виміру	Кількість	Нормативна, люд.-зм.	Прийнята, люд.-зм.		Тип, марка	Кількість				
1	Встановлення арматури	шт.	356	18,55	16	116	КС-2572	1	4	2	8	2
2	Встановлення опалубки	м^2	1685,6	82,17	80	103	КС-2572	1	4	2	8	10
3	Бетонні роботи	див. калькуляцію		49,41 / 10,2	48	103	КС-2572	1	4	2	8	6
4	Догляд за бетоном	див. калькуляцію		1,76	1	176	-	-	1	2	2	1
5	Зняття опалубки	м^2	1810,2	46,12	44	105	КС-2572	1	4	2	8	5,5
6	Ізоляція поверхонь та інші роботи	див. калькуляцію		17,83	16	111	-	-	2	2	4	4

3.5. Техніко-економічні показники

Собівартість машино-зміни роботи машин і механізмів:

$$C_0=(1{,}08\Sigma C_{маш.-год.\ i}\times T_i\times n_i+1{,}5\times Зп)/V \quad (3)$$

де $C_{маш.-год.\ i}$ – вартість експлуатації однієї маш.-год. механізму, грн;

T_i – час роботи механізму, год;

n_i – кількість механізмів, шт;

Зп – зарплата із калькуляції, грн;

V – об'єм бетону, $м^3$.

Враховуючи вантажопідйомність автокрану КС-2572 – 6,3 т корегуємо значення $С_{маш.-год.\ і}$ з урахування сьогоднішньої вартості палива (приймаємо 75 грн/кг) [6].

За час роботи витрачається 5,81 кг бензину [6].

З другої частини [6] виписуємо старе значення $С_{маш.-год.\ і}$ - 24,55 грн і стару вартість палива 12,72 грн.

Корегуємо значення $С_{маш.-год.\ і}$:

24,55-12,72+5,81×75=447,58 грн.

$С_0$=(1,08×447,58×81,6×1+1,5×29506,25)/562,57 = 148,79 грн.

2. Питома трудомісткість влаштування фундаменту.

$$q = \frac{Q_{руч}}{V} = \frac{1726,66}{562,57} = 3,069 \text{ люд.-год./м}^3.$$

3. Тривалість робіт згідно календарного графіку становить 27 днів.

3.6. Заходи з техніки безпеки та охорони праці

“Під час приготування, подавання, укладання і догляду за бетоном, заготовлення, монтажу арматури, а також монтажу та демонтажу опалубки (далі – під час виконання бетонних робіт) повинні бути вжиті заходи із запобігання впливу на працюючих таких небезпечних і шкідливих виробничих факторів:

– розташування робочих місць поблизу перепаду по висоті до 1,3 м і більше;

– машини, що рухаються, та предмети, що ними переміщуються;

– обвалення елементів будівельних конструкцій і опалубки;

– підвищена температура арматури (під час виконання робіт із попереднього термонапруження арматури);

– шум і вібрація, недостатня освітленість робочого місця; несприятливі метеорологічні умови;

– підвищена напруга в електричному колі, замикання якого може відбутися через тіло людини” [7].

“Під час бетонування перекриттів опалубку необхідно огородити вздовж всього периметру. Всі отвори в робочій підлозі опалубки повинні бути закриті щитами. Якщо необхідно, щоб отвори були постійно відкритими, вони повинні бути закриті ґратами” [7].

“Перед початком бетонних робіт керівник зобов'язаний:

– перевірити стійкість, міцність, справність риштовань, конструкцій опалубки, огорож робочих горизонтів;

– перевірити справність тари, бункерів, бетононасосів,маніпуляторів;

– забезпечити працівників необхідними засобами індивідуального захисту” [7].

“Заготівлю та складання укрупнених арматурних каркасів необхідно виконувати у спеціально призначених для цього місцях.” [7].

“Доступ робітників на встановлені арматурні та арматурноопалубні блоки до повного їх закріплення забороняється” [7].

“Під час зварювання арматури у закритих приміщеннях робочі місця зварювальників повинні бути відділені від суміжних робочих місць і проходів переносними ширмами з незаймистих матеріалів” [7].

“Демонтаж системної опалубки необхідно виконувати після забезпечення надійної стійкості елементів опалубки для запобігання їх падінню під час демонтажу” [7].

“Опалубка для зведення вертикальних елементів будівель і споруд повинна бути жорстко закріплена на робочому горизонті. Опалубка повинна бути облаштована елементами (площадки, драбини тощо), використання яких забезпечує безпечне піднімання працівників на позначки робочих місць” [7].

3.7. Контроль якості робіт

“Бетонування стін під захистом глинистого розчину слід проводити не пізніше ніж через 8 годин після утворення траншеї на захваті” [8].

“Конструкція обмежувачів повинна сприймати тиск бетону, виключати попадання бетону з однієї захватки в іншу та забезпечувати задану водонепроникність стиків” [8].

“До початку робіт із заповнення траншеї бетоном, залізобетонними конструкціями або протифільтраційним матеріалом слід очистити її дно від осаду” [8].

“При виконанні робіт з будівництва фундаментів з монолітного, збірного бетону або залізобетону, кам'яної або цегляної кладки, на підставах, підготовлених відповідно до вимог цих правил, слід керуватися СНіП 3.03.01-87 та СНіП 3.04.01-87” [8].

“Палі повинні бути занурені в терміни, що унеможливлюють опливання свердловинних стінок, як правило, не пізніше ніж через 4 години після їх зачистки та приймання” [8].

“З метою запобігання підйому і зміщення в плані арматурного каркасу бетонної суміші, що укладається, і в процесі вилучення бетонолітної або обсадної труби, а також у всіх випадках армування не на повну глибину свердловини каркас необхідно закріпити в проектному положенні” [8].

3.8. Технологія монолітних робіт

“Бетонну суміш подають до місця укладання й укладають горизонтальними шарами не більше ніж 0,3 м заввишки. Найбільший поперечний розмір каменів, що заглиблюють у бетонну суміш, не повинен перевищувати товщини конструктивного елемента, що зводиться” [9].

“Після укладання шару бетонної суміші поверхню ущільнюють площадковими вібраторами (рухливість суміші 5...7 см) або трамбуванням (рухливість суміші 8... 12 см)” [9].

“Бутобетонну кладку з буту і бетонної суміші ведуть урозпір із стінками траншей (у щільних грунтах) або з боковими щитами опалубки” [9].

“Кладка фундаментів і стін підземної частини будівлі. Після розбивання осей будівлі і влаштування піщаної або бетонної підготовки укладають фундаментні блоки-подушки, насамперед по кутах будівлі, потім через кожні 15...20 м – аналогічні проміжні маякові блоки і після цього по натягнутому вздовж лінії фундаментів дроту – усі інші блоки першого ряду. Зверху над ними влаштовують армований пояс із цементного розчину М 100 завтовшки 30 мм. Діаметр арматурних стрижнів 8... 10 мм.

Фундаментні та стінові блоки підземної частини укладають за допомогою самохідного стрілового або баштового крана з укороченою або нормальною баштою.

По верхньому обрізу останнього ряду стін підвалу влаштовують 15...20 сантиметровий пояс із бетону, армований сталевими стрижнями діаметром 12...14 мм.

По поверхні поясу роблять гідроізоляцію з двох шарів руберойду на бітумній мастиці” [9].

Розділ 4

4.1. Характеристика об`єкта та прийняті методи виконання робіт

Проєктований об’єкт являє собою одноповерхову промислову будівлю каркасного типу, що складається з чотирьох прольотів. Каркас сформований із збірних залізобетонних одногілкових колон крайніх, середніх та фахверкових рядів, підкранових балок, кроквяних і підкроквяних конструкцій, плит покриття та стінових панелей. У будівлі передбачено встановлення мостових кранів вантажопідйомністю 10 і 20 т.

Для організації будівельно-монтажних робіт будівлю поділено на чотири захватки, що відповідають кількості прольотів і забезпечують рівномірний розподіл обсягів робіт.

Земляні роботи виконуються після зняття рослинного шару ґрунту. Розробка котлованів здійснюється гусеничним екскаватором ЕО-4122 зі зворотною лопатою та ковшем місткістю 0,5 м³. Остаточне планування майданчика передбачено бульдозером ДЗ-19 з подальшим ущільненням ґрунту котком ДУ-50.

Для влаштування фундаментів прийнято монолітні залізобетонні конструкції з подачею бетонної суміші за схемою «кран–баддя» із застосуванням автомобільного крана КС-2572. Цим же механізмом виконується бетонування фундаментів під технологічне обладнання.

Монтаж каркаса здійснюється потоковим методом із використанням самохідних гусеничних кранів. Спочатку встановлюються колони, далі монтуються підкранові балки, після чого виконують монтаж кроквяних і підкроквяних конструкцій та плит покриття. Завершальним етапом монтажу каркаса є встановлення стінових панелей. Усі збірні елементи подаються до місця монтажу після попередньої розкладки в зоні роботи крана.

Після завершення монтажних робіт виконуються покрівельні роботи, засклення прорізів та опорядження будівлі. Роботи організовуються по захватках із дотриманням прийнятої технологічної послідовності.

Таблиця 20. Специфікація збірних елементів

№ за/п	Назва елементу	Марка елементу	Кіль-кість, шт	Розміри, м			Об`єм, $м^3$		Вага, т.	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елементу	Всіх елементів	Одного елементу	Всіх елементів
1	Колона крайнього ряду	1К132-7	36	14,25	0,8	0,4	4,04	145,44	10,1	363,6
		4К108-7	28	11,85	0,7	0,4	3,36	94,08	8,4	235,2
2	Колона середнього ряду	10К108-2	16	11,85	0,7	0,4	3,68	58,88	9,2	147,2
3	Фахверкова колона	3КФ141-1	2	14,1	0,4	0,4	2,26	4,52	5,64	11,28
		2КФ117-1	7	11,7	0,4	0,3	1,4	9,8	3,51	24,57
4	Підкранова балка 6 м	БКНВ 6-2с	32	5,95	0,6	1	1,66	53,12	4,2	134,4
		БКНВ 6-3с	24	5,95	0,6	1	1,66	39,84	4,2	100,8
5	Підкранова балка 12 м	БКНБ 6-2с	24	11,95	0,65	1,4	4,63	111,12	11,7	280,8
6	Кроквяні конструкції	БП 12	18	12	0,8	0,4	2,5	45	6,25	112,5
		ФБ-18-1А	28	17,94	3	0,24	2,6	46,8	6,5	182
		ФБ-24-III-5А	14	23,94	3,3	0,24	4,9	68,6	12,2	170,8
7	Підкроквяні конструкції	ПФ-12	12	12	2,2	0,55	4,5	54	11,5	138
8	Плити покриття	ПНС-1…4	304	5,97	2,96	0,3	1,07	325,28	2,3	699,2

Продовження таблиці 20

№ за/п	Назва елементу	Марка елементу	Кіль-кість, шт	Розміри, м			Об`єм, м^3		Вага, т.	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елементу	Всіх елементів	Одного елементу	Всіх елементів
9	Фундаменті балки	ФБ6-29	46	5,05	0,45	0,32	0,75	34,5	1,9	87,4
		ФБ6-31	10	4,45	0,45	0,32	0,66	6,6	1,7	17
		ФБН-2	12	10,7	0,6	0,4	2,05	24,6	5,1	61,2
10	Стінові панелі	ПСЛ-18	377	6	1,8	0,24	2,56	965,12	2,9	223,3
11	Стійки воріт	СВ	10	3,6	0,4	0,4	0,576	5,76	1,44	14,4
12	Ригелі воріт	РВ	5	4,4	0,4	0,7	1,232	6,16	3,08	15,4
Всього			1005					2099,22		3019,05

4.2. Визначення обсягів монтажних робіт

Обсяги будівельно-монтажних робіт визначено за робочими кресленнями проєкту, з урахуванням планів, фасадів, розрізів та результатів розрахунків конструктивних елементів будівлі. До розрахунку включено монолітні залізобетонні фундаменти, а також збірні елементи каркаса: одногілкові крайні, середні та фахверкові колони, підкранові балки, кроквяні та підкроквяні конструкції, плити покриття, стінові панелі та інші конструкції.

Результати підрахунку обсягів робіт наведено в таблиці 21 із зазначенням видів робіт, одиниць виміру та кількісних показників.

Для фундаментів під фахверкові колони окремо визначено геометричні параметри підколонників і підошов. Об'єми бетонних робіт розраховано за фактичними розмірами конструкцій та їх кількістю відповідно до прийнятого конструктивного рішення.

Таблиця 21. Відомість обсягів робіт.

№	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика (S*1,15)=(96*12+60*72)*1,15=5472*1,15	1000 $м^2$	6,29
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см (S*0,15)=5472*0,15	1000 $м^3$	0,821
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 $м^3$ у відвал ($V_к$=S*h-$V_г$)=5472*2,4-1610	1000 $м^3$	11,52
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди ($V_г$ = $V_{пф}$+$V_{фк}$+$V_{фо}$+S*(0,1+0,02) = 67+563+320+5472*(0,1+0,02)) =	1000 $м^3$	1,61
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) $V_{пф}$ = (кільк.фунд.*S_f*0,1) = (3,3*2,4*80+2,4*1,5*9)*0,1	100 $м^3$	0,67
6	Бетонна підготовка під фундаменти $V_{пф}$ = (кільк.фунд.*S_f*0,1) = (3,3*2,4*80+2,4*1,5*9)*0,1	100 $м^3$	0,67
7	Влаштування монолітних фундаментів ($V_{фк}$ = Σкільк.фунд.*$V_ф$) = = 534,4+28,17	100 $м^3$	5,63
8	Влаштування фундаментів під обладнання ($V_{фо}$=80 $м^3$*кільк. прольотів) = 80*4	100 $м^3$	3,2
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна	100 $м^2$	14,36
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна	100 $м^2$	4,86
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. ($V_к$)	1000 $м^3$	11,52
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці ($V_к$)	1000 $м^3$	11,52
13	Монтаж колон	шт.	89
14	Монтаж підкранових балок	шт.	80
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	$м^2$	5472
16	Монтаж конструкції огорожі (S_0=P*h=377*6*1,8)	$м^2$	4071,6

Продовження таблиці 21

17	Влаштування пароізоляції в один шар (S)	100 м^2	54,72
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м^2	54,72
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м^2	54,72
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м^2	54,72
21	Оздоблення покрівельною сталлю (0,7*L)= (96+12+12+72+60+72+12+12)*0,7	100 м^2	2,44
22	Фарбування стін з середини приміщень (S_o)	100 м^2	40,72
23	Фарбування фасадів (S_o)	100 м^2	40,72
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S_o)	100 м^2	28,5
25	Фарбування конструкцій покриття (S*1,6)	100 м^2	87,55
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м^2	54,72
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м^2	54,72
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м^2	54,72
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S_o)	100 м^2	28,5
30	Сантехнічні роботи ($V_{буд.}$*0,03)	3%	2363,91
31	Електротехнічні роботи ($V_{буд.}$*0,03)	3%	2363,91
32	Благоустрій території ($V_{буд.}$*0,01)	1%	787,97
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання ($V_{буд.}$*0,15)	15%	11819,55
35	Пусконалагоджувальні роботи ($V_{буд.}$×0,005)	0,5%	393,99

4.3. Картка-визначник календарного графіка

Таблиця 22. Картка-визначник 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.	Наймен.	Кільк.	Проф.	Кільк.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Планування майданчика	1000 м^2	6,29	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	3,77	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м^3	0,821	РЭСН 1-24-2	-	19,55	-	-	16,05	16,0	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	1
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м^3 у відвал I II III IV	1000 м^3	11,52 2,27 2,76 3,73 2,76	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	225,22 44,38 53,96 72,92 53,96	-	489,6 96,48 117,3 158,53 117,3	464 96 112 144 112	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	2	Машиніст 6р-1, Водій 2кл.-5	1+5	2	3 3,5 4,5 3,5
4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди I II III IV	1000 м^3	1,61 0,49 0,35 0,42 0,35	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	35,59 10,83 7,74 9,28 7,74	-	102,91 31,32 22,37 26,85 22,37	104 32 24 24 24	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст 6р-1 Водій 2кл.-5	1+5	2	2 1,5 1,5 1,5

Продовження таблиці 22

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) I II III IV	100 м^2	0,67 0,29 0,12 0,14 0,12	РЭСН 1-164-2	261,8	-	175,41 75,92 31,42 36,65 31,42	160 64 32 32 32	-	-	-	-	Землекоп 3р-1, 2р-1	2	2	2 1 1 1
6	Бетонна підготовка під фундаменти I II III IV	100 м^2	0,67 0,29 0,12 0,14 0,12	РЭСН 6-1-19	527,8	94,56	353,63 153,06 63,34 73,89 63,34	352 160 64 64 64	63,36 27,42 11,35 13,24 11,35	-	КС-2572	1	Бетонник 3р--2	2	2	5 2 2 2
7	Влаштування монолітних фундаментів I II III IV	м^3	562,57 246,74 99,78 116,27 99,78	Калькуляція	3,069	-	1726,52 757,25 306,22 356,83 306,22	1536 704 256 320 256	-	-	КС-2572	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	5,5 2 2,5 2
8	Влаштування фундаментів під обладнання I II III IV	100 м^3	3,2 0,8 0,8 0,8 0,8	РЭСН 6-4-5	268,25	39,45	858,4 214,6 214,6 214,6 214,6	800 200 200 200 200	126,24 31,56 31,56 31,56 31,56	-	КС-2572	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	1+4	2	2,5 2,5 2,5 2,5
9	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. I II III IV	1000 м^3	11,52 2,27 2,76 3,73 2,76	РЭСН 1-27-2	-	13,7	-	-	157,82 31,1 37,81 51,1 37,81	136 24 32 48 32	ДЗ-19	1	Машиніст 6р.-1	1	2	1,5 2 3 2

Продовження таблиці 22

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
10	Ущільнення грунту при зворотній засипці I II III IV	1000 м^2	11,52 2,27 2,76 3,73 2,76	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	193,08 38,05 46,26 62,51 46,26	168 32 40 56 40	ДУ-50	1	Машиніст 6р-1	1	2	2 2,5 3,5 2,5
11	Монтаж колон I II III IV	Шт.	89 38 16 19 16	Калькуляція	9,104	1,676	810,25 345,95 145,66 172,98 145,66	720 320 120 160 120	149,17 63,69 26,82 31,84 26,82	-	СКГ-30	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р 2,2р-1	1+4	2	4 1,5 2 1,5
12	Монтаж підкранових балок I II III IV	Шт.	80 32 18 12 18	Калькуляція	7,304	1,475	584,32 233,73 131,47 87,65 131,47	520 200 120 80 120	118 47,20 26,55 17,70 26,55	-	СКГ-30	1	Монтажник 5р 1,4р-1,3р-2,2р-1	1+4	2	2,5 1,5 1 1,5
13	Монтаж балок покриття 12 м Монтаж ферм покриття 18 м Монтаж ферм покриття 24 м Монтаж плит покриття I II III IV	Шт.	376 18+64 =82 18+72 =90 18+96 =114 18+72 = 90	Калькуляція	3,186	0,693	1197,93 261,25 286,74 363,20 286,74	1160 240 280 360 280	260,57 56,83 62,37 79,00 62,37	-	СКГ-40А	1	Монтажник 5р-1, 4р-2,3р-1, Електрозварн. 5р-1	1+4	2	3 3,5 4,5 3,5
14	Монтаж стінових панелей 6 м Монтаж фундаментних балок 6 м Монтаж елементів воріт I II III IV	Шт.	460 115 115 115 115	Калькуляція	3,752	0,934	1725,92 431,48 431,48 431,48 431,48	1664 416 416 416 416	429,64 107,41 107,41 107,41 107,41	-	Э-125ВБ	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1	1+3	2	6,5 6,5 6,5 6,5

Продовження таблиці 22

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
15	Ущільнення ґрунту щебнем I II III IV	100 м^2	54,72 11,52 12,96 17,28 12,96	РЭСН 1-136-1	1,21	1,21	66,21 13,94 15,68 20,91 15,68	64 16 16 16 16	66,21 13,94 15,68 20,91 15,68	64 16 16 16 16	-	-	Бетонник 2р-2	2	2	0,5 0,5 0,5 0,5
16	Улаштування чорнової підлоги I II III IV	100 м^2	54,72 11,52 12,96 17,28 12,96	РЭСН 11-14-1	47,87	-	2619,45 551,46 620,4 827,19 620,4	2400 480 600 720 600	-	-	-	-	Бетонник 4р-6, 3р--6, 2р-3	15	2	2 2,5 3 2,5
17	а) Влаштування пароізоляції в один шар I II III IV	100 м^2	54,72 11,52 12,96 17,28 12,96	РЭСН 12-20-4	14,69	-	803,83 169,23 190,38 253,84 190,38									
18	б) Влаштування утеплювача плитного I II III IV	100 м^2	54,72 11,52 12,96 17,28 12,96	РЭСН 12-18-3	63,67	-	3484,02 733,48 825,16 1100,22 825,16									
19	в) Улаштування цементно-піщаної стяжки I II III IV	100 м^2	54,72 11,52 12,96 17,28 12,96	РЭСН 12-22-1	38,39	-	2100,69 442,25 497,53 663,38 497,53									

Продовження таблиці 22

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
20	г) Наклеювання тришарового рулонного килиму I II III IV	100 м^2	54,72 11,52 12,96 17,28 12,96	РЭСН 12-2-1	30,1	-	1647,08 346,75 390,10 520,13 390,10									
21	д) Оздоблення покрівельною сталлю I II III IV	100 м^2	2,44 0,84 0,52 0,56 0,52	РЭСН 12-15-1	132,8	-	324,04 111,55 69,06 74,37 69,06									
	∑ (покрівельні роботи) I II III IV		221,32 46,92 52,36 69,68 52,36				8359,66 1803,26 1972,23 2611,94 1972,23	8160 1760 1920 2560 1920	-	-	-	-	Бригада покрівельників	20	2	5,5 6 8 6
22	Засклення металевих рам промислових будівель I II III IV	100 м^2	28,5 7,12 7,12 7,12 7,12	РЭСН 15-208-1	71,77	0,78	2044 511 511 511 511	1 920 480 480 480 480	22,2 5,55 5,55 5,55 5,55	-	-	-	Бригада склярів 3р-12	12	2	2,5 2,5 2,5 2,5
23	а) Фарбування стін з середини приміщень I II III IV	100 м^2	40,72 10,18 10,18 10,18 10,18	РЭСН 15-152-1	15,18	-	618,12 154,53 154,53 154,53 154,53									

Продовження таблиці 22

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
24	а) Фарбування фасадів I II III IV	100 м^2	40,72 10,18 10,18 10,18 10,18	РЭСН 15-155-2	30,85	-	1256,2 314,05 314,05 314,05 314,05									
25	б) Фарбування заповнень віконних прорізів I II III IV	100 м^2	28,5 **7,12** 7,12 7,12 7,12	РЭСН 15-176-3	163,02	-	4642,8 1160,7 1160,7 1160,7 1160,7									
26	г) Фарбування конструкцій покриття I II III IV	100 м^2	87,56 18,43 20,74 27,65 20,74	РЭСН 15-180-6	42,9	-	3756,34 790,65 889,75 1186,19 889,75									
	∑ (оздоблювальні роботи) I II III IV	100 м^2	156,76 35,73 38,04 44,95 38,04				9655,34 2265,4 2364,5 2660,94 2364,5	9216 2048 2304 2560 2304					Маляр 4р-16, 2р-16	32	2	4 4,5 5 4,5
27	Влаштування чистої підлоги I II III IV	100 м^2	54,72 11,52 12,96 17,28 12,96	РЭСН 11-15-3	42,5	-	2325,6 489,6 550,8 734,4 550,8	2160 480 480 720 480	-	-	-	-	Бетонник 4р-5, 3р-5	10	2	3 3 4,5 3

Продовження таблиці 22

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
28	Сантехнічні роботи I II III IV			3%			2363,92 590,98 590,98 590,98 590,98	2048 512 512 512 512					Сантехнік 5р-4, 4р4, 3р-1, 2р-4	16	2	2 2 2 2
29	Електротехнічні роботи I II III IV			3%			2363,92 590,98 590,98 590,98 590,98	2240 560 560 560 560					Ел.монтажник 5р-2, 4р-2, 3р-4, 2р-2	10	2	3,5 3,5 3,5 3,5
30	Благоустрій території			1%			787,96	720						10	2	4,5
31	Монтаж обладнання I II III IV			15%			11819,55 2954,89 2954,89 2954,89 2954,89	11520 2880 2880 2880 2880					Монтажник 5р-6, 4р-6, 3р-12, 2р-6	30	2	6 6 6 6
32	Пусконалагоджувальні роботи			0,5%			393,99	360						10	1	4,5
33	Здача об`єкту			3 дні										10	2	3

4.4. Розрахункова матриця

Таблиця 23. Розрахункова матриця

Захватки	Планування майданчика та зрізання рослинного шару	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів	Влаштування фундаментів під обладнання	Зворотна засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підкранових балок	Монтаж конструкцій покриття	Монтаж конструкцій огорожі	Влаштування покрівлі
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
I	0 2 2	2 5 (0) 7	10 7 (3) 17	17 5,5 (0) 22,5	22,5 2,5 (0) 25	25 3,5 (0) 28,5	36,5 4 (8) 40,5	40,5 2,5 (0) 43	43 3 (0) 46	46 6,5 (0) 52,5	54 5,5 (1,5) 59,5
II		7 5 12	17 3 (5) 20	22,5 2 (2,5) 24,5	25 2,5 (0,5) 27,5	28,5 4,5 (1) 33	40,5 1,5 (7,5) 42	43 1,5 (1) 44,5	46 3,5 (1,5) 49,5	52,5 6,5 (3) 59	59,5 6 (0,5) 65,5
III		12 6 18	20 3 (2) 23	24,5 2,5 (1,5) 27	27,5 2,5 (0,5) 30	33 6,5 (3) 39,5	42 2 (2,5) 44	44,5 1 (0,5) 45,5	49,5 4,5 (4) 54	59 6,5 (5) 65,5	65,5 8 (0) 73,5
IV		18 5 23	23 3 (0) 26	27 2 (1) 29	30 2,5 (1) 32,5	39,5 4,5 (7) 44	44 1,5 (0) 45,5	45,5 1,5 (0) 47	54 3,5 (7) 57,5	65,5 6,5 (8) 72	73,5 6 (1,5) 79,5
ΣT_{ij}	2	21	16	12	10	19	9	6,5	14,5	26	25,5
Зміни	1, 2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	1	6	2	8	4	2	5	5	5	4	20

Продовження таблиці 23

Захватки	Заскління прийомів	Сантехнічні роботи	Електротехнічні роботи	Ущільнення щебнем та улаштування чорнової підлоги	Монтаж обладнання	Оздоблювальні роботи	Влаштування чистої підлоги	Пусконалагоджувальні роботи	Благоустрій території	Здача об`єкту
	12	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**	**18**	**19**	**19**	**21**
I	72 2,5 (12,5) 74,5	76 2 (1,5) 78	78 3,5 (0) 81,5	83 2,5 (1,5) 85,5	85,5 6 (0) 91,5	96 4 (4,5) 100	103,5 3 (3,5) 106,5			
II	74,5 2,5 (9) 77	78 2 (1) 80	81,5 3,5 (1,5) 85	85,5 3 (0,5) 88,5	91,5 6 (3) 97,5	100 4,5 (2,5) 104,5	106,5 3 (2) 109,5			
III	77 2,5 (3,5) 79,5	80 2 (0,5) 82	85 3,5 (3) 88,5	88,5 3,5 (0) 92	97,5 6 (5,5) 103,5	104,5 5 (1) 109,5	109,5 4,5 (0) 114			
IV	79,5 2,5 (0) 82	82 2 (0) 84	88,5 3,5 (4,5) 92	92 3 (0) 95	103,5 6 (8,5) 109,5	109,5 4,5 (0) 114	114 3 (0) 117	117 4,5 (0) 121,5	121,5 4,5 (0) 124,5	124,5 3 (0) 127,5
ΣT_{ij}	10	8	14	12	24	18	13,5	4,5	4,5	3
Зміни	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	12	16	10	15	30	32	10	10	10	10

4.5. Розрахунок калькуляції

Таблиця 24. Калькуляція витрат на монтаж колон

№ за/п	Назва робіт	Обгрунтування за ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об`єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кіл-ть	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 колон краном з розкладанням масою до 4 т масою до 6 т масою до 10 т масою до 13 т	1-5	100 т	0,2457 0,1128 3,824 3,636	4,6 / 2,3 3,8 / 1,9 3,2 / 1,6 3,0 / 1,5	88 72,7 61,22 57,39	1,13 / 0,57 0,43 / 0,21 12,24 / 6,12 10,91 / 5,45	21,62 8,2 234,11 208,67	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка колон стріловим краном у фундаменти: масою масою до 4 т масою до 6 т масою до 10 т масою до 15 т	4-1-4	шт.	7 2 44 36	4,3 / 0,86 5,5 / 1,1 7 / 1,4 9 / 1,8	87,51 111,94 142,46 183,17	30,1 / 6,02 11 / 2,2 308 / 61,6 324 / 64,8	612,57 223,88 6268,24 6594,12	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Забивка стиків колон з фундаментами: а) приймання бетонної суміші із кузова автосамоскиду до поворотної бадді б) подача бетонної суміші в бадді V=0,75 м^2 до місця укладання стріловим краном в) забивка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4-1-54 1-6 4-1-25	100 м^3 м^3 1 стик	0,152 15,206 89	8,2 0,29 / 0,145 1,2	137,8 4,87 23,59	1,25 4,41 / 2,20 106,8	20,95 74,05 2099,51	Бетонник 2р-1 -//- Монтажник 4р-1 3р-1
	Взагалі						810,27 / 149,17	16365,92	

Норма часу на 1 елемент $Н_ч$ = 810,27/89 = 9,104 люд.-год. Р = 16365,92/89 = 183,89 грн.

Таблиця 25. Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№ за/п	Назва робіт	Обгрунтування за ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об`єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кіл-ть	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 підкранових балок масою до 5 т	1-5	100 т	2,35	4,2 / 2,1	80,35	9,87 / 4,94	793,05	Такелажник 2р-2 Машиніст крана 6р-1
2	Розвантаження підкранових балок масою до 13 т	1-5	100 т	2,81	3 / 1,5	57,39	8,43 / 4,22	161,27	Такелажник 2р-2 Машиніст крана 6р-1
3	Установка підкранових балок стріловим краном в проектне положення масою до 5 т	4-1-6	шт.	56	6,5 / 1,3	132,29	364 / 72,8	7408,24	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст крана 6р-1
4	Установка підкранових балок стріловим краном в проектне положення масою до 11 т	4-1-6	шт.	24	7,5 / 1,5	152,64	180 / 36	3663,36	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст крана 6р-1
5	Електрозварювання стиків балок з колонами	22-1-6	10 п.м.	8,8	2,5	52,1	22	458,48	Електрозварн. 4р-1
	Взагалі						584,3 / 117,96	12484,4	

Норма часу на 1 елемент $H_ч$ = 584,3/80 = 7,304 люд.-год._P = 12484,4/80 = 156,06 грн.

Таблиця 26. Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ за/п	Назва робіт	Обгрунтування за ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об`єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кіл-ть	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 балок, ферм краном з розкладкою в касети масою до 7 т масою до 13 т	1-5	100 т	2,945 3,088	3,6 1,8 3 1,5	68,87 57,39	10,60 5,30 9,264 4,632	202,82 177,22	Такелажник 2р-2 Машиніст крана 6р-1
2	Укрупнююча збірка ферм прогоном 24 м	4-1-5 Пр-1	шт.	14	16,8 2,8	366	235,2 39,2	5124	Монтажник 6р-1, 4р-2, 3р-1, 2р-1 Електрозварн. 5р-1 Машиніст 6р-1
3	Установка балок та ферм у проектне положення стріловим краном прогоном 12 м 18 м 24 м	4-1-6	шт.	30 28 14	5 1 8 1,6 9,5 1,9	108,93 174,29 206,97	150 30 224 44,8 133 26,6	3267,9 4880,12 2897,58	Монтажник 6р-1, 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Електрозварювання стиків кроквяних ферм і балок з колонами	22-1-6	10 м.п. шва	7,2	2,5	52,1	18	375,12	Електрозварн. 4р-1
5	Розвантаження плит покриття масою до 3 т	1-5	100 т	6,992	5,4 2,7	103,31	37,76 18,88	722,34	Такелажник 2р-2 Машиніст крана 6р-1
6	Монтаж плит покриття плошею до 20 м^2	4-1-7	1 ел.	304	1,2 0,3	23,87	364,8 91,2	7256,48	Монтажник 4р-1,3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
7	Електрозварювання монтажних стиків плит покриття з фермами і балками	22-1-6	10 п.м.	6,08	2,5	52,1	15,2	316,77	Електрозварн. 4р-1
	Взагалі						1197,82 260,61	25220,35	

Норма часу на 1 елемент $H_ч$ = 1197,82/376 = 3,186 люд.-год._P = 25220,35/376 = 67,08 грн.

Таблиця 27. Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№ за/п	Назва робіт	Обгрунтування за ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об`єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кіл-ть	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 стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 3 т	1-5	100 т	2,233	5,4 2,7	103,31	12,06 6,03	230,69	Такелажник 2р-2 Машиніст крана 6р-1
2	Установка стінових панелей у проектне положення стріловим краном, площа панелі до 15 м^2	4-1-8	шт.	377	4 1	83,36	1508 377	31426,72	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Електрозварювання стиків стінових панелей з колонами	22-1-6	10 п.м.	7,54	2,5	52,1	18,85	392,83	Електрозварн. 4р-1
4	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою масою до 2 т масою до 6 т	1-5	100 т	1,044 0,612	7,2 3,6 3,8 1,9	137,74	7,52 3,76 2,33 1,16	143,8 84,3	Такелажник 2р-2 Машиніст крана 6р-1
5	Встановлення фундаментних балок до проектного положення, масою до 3 т	4-1-6	шт.	68	1,9 0,38	39,6	129,2 25,84	2692,8	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
6	Розвантаження елементів воріт масою до 1,5 т до 4 т	1-5	100 т	0,144 0,154	8,8 4,4 4,6 2,3	168,35 88	1,27 0,63 0,71 0,35	24,24 13,55	Такелажник 2р-2 Машиніст крана 6р-1

Продовження таблиці 27

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
7	Монтаж з/б елементів воріт	4-1-6	шт.	5 10	2,4 0,48 1,4 0,28	50,02 29,18	12 2,4 14 2,8	250,1 291,8	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
8	Установка воріт краном	6-13 т.4	1 м^2 полотен	79,2	0,24 0,12	4,43	19,01 9,5	350,86	Тесляр 4р-1 2р-1
9	Електрозварювання стиків елементів воріт	22-1-6	10 п.м.	0,3	2,5	52,1	0,75	15,63	Електрозварн. 4р-1
	Взагалі						1725,7 429,47	35917,32	

Норма часу на 1 елемент $H_ч$ = 1725,7/460 = 3,752 люд.-год._P = 35917,32/460 = 78,08 грн.

Таблиця 28. Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями

№ за/п	Назва робіт	Обгрунтування за ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об`єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кіл-ть	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	Конопатка, зачеканка і розшивка швів між стіновими панелями цементним розчином з підвісної люльки ззовні будівлі з установкою та переміщенням підвісної люльки	4-1-28	10 п.м.	455,16	2,7	56,27	1228,93	25611,85	Монтажник 4р-1
2	По п 1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1-28	10 п.м.	274,2	1,22	25,42	334,52	6970,16	Монтажник 4р-1
	Взагалі						1563,45	32582,01	

Норма часу на 1 елемент $H_ч$ = 1563,45/729,36 = 2,144 люд.-год._P = 32582,01/729,36 = 44,67 грн.

Таблиця 29. Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

№ за/п	Назва робіт	Обгрунтування за ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об`єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кіл-ть	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	Приймання бетону з кузову автосамоскиду у баддю	4-1-54	100 $м^3$	0,26	8,2	137,8	2,13	35,83	Бетонник 2р-2
2	Подавання бетонної суміші	8-1-13	$м^3$	25,84	2,5 / 1,2	43,27	64,6 / 31,01	1118,1	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1
3	Заливка швів між плитами покриття бетонною сумішшю	4-1-26	100 м.п.	29,76	4	78,63	119,04	2340,03	Монтажник 4р-1 3р-1
	Взагалі						185,77 / 31,01	3493,96	

Норма часу на 1 елемент $H_ч$ = 185,77/29,76 = 6,242 люд.-год._P = 3493,96/29,76 = 117,4 грн.

4.6. Розрахунок потреби у тимчасових адміністративних та санітарно-побутових будівлях

Потребу в \приміщеннях визначено на підставі максимальної чисельності зайнятих працівників. Склад персоналу – робітники, інженерно-технічні працівники, службовці, а також молодший обслуговуючий персонал.

Згідно з календарним графіком максимальна чисельність робітників становить 92 особи. Загальна кількість працюючих на об'єкті прийнята 109 осіб, у тому числі 3 особи молодшого обслуговуючого персоналу та охорони і 14 осіб інженерно-технічного та адміністративного персоналу.

У найбільш завантажену першу зміну працює 78 осіб, з яких 65 робітників, 11 інженерно-технічних працівників і службовців та 2 особи охорони і МОП. При визначенні складу санітарно-побутових приміщень враховано, що кількість жінок становить 24 особи, чоловіків – 54 особи.

На підставі отриманої чисельності персоналу визначено склад і необхідну площу тимчасових будівель. Перелік прийнятих приміщень наведено в таблиці 30.

Таблиця 30. Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працю-ючих	Норма площі на одного працюючого, $м^2$	Розра-хункова площа, $м^2$	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, $м^2$	Кількість будівель
1	2	3	4	5	6	7	8
Адміністративні приміщення							
Контора виконроба	11	4	44	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Кабінет техніки безпеки	109	0,2	21,8	9×2,7×3,8	Контейнерна	25,6	1
Охоронна будка	3	4	8	2×2	Неінвентарна	8	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна з лавами	92	0,6	55,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Душова з переддушовою	65	0,82	53,3	9×2,7×3,8	Контейнерна	68,4	3
Умивальна групова	65	0,06	3,9	Поєднується з гардеробною			
Туалети – чоловічі – жіночі	 54 24	 0,07 0,14	 3,78 3,36	 3×2,7×3,9 3×2,7×3,9	 Контейнерна Контейнерна	 8,5 8,5	 1 1
Приміщення для просушки спецодягу	65	0,2	13	6×2,7×2,68	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	78	1	78	9×2,7×3,8	Контейнерна	91,2	4
Їдальня на 50 місць	78	0,9	70,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Пункт охорони здоров’я	78	0,05	3,9	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для обігріву працівників	78	0,1	7,8	3×2,7×3,9	Контейнерна	9,2	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	24	0,12	2,88	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1

4.7. Розрахунок тимчасового водопостачання

Таблиця 31. Споживання водопостачання

Споживачі води	Найбільша кількість споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну	Питомі витрати води, л	
		Одиниці	Кількість
1	**2**	**3**	**4**
Виробничі потреби:			
Екскаватор	1	маш.-год.	12,5
Бульдозер	1	маш.-доба	450
Кран	1	маш.-доба	550
Автосамоскид	5	маш.-доба	550
Технологічні потреби:			
Оздоблювальні роботи	156,76	$м^2$	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	221,32	$м^2$	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	78	люд. на зміну	12,5
Душ з переддушовою	65	люд. на зміну	25
Їдальня	78	люд. на зміну	12,5

Секундні витрати води на виробничі та технологічні потреби визначаємо окремо для кожного споживача за такою формулою:

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

де q_1 – витрата води на вир. пот., л на одиницю робіт;

n_1 – число вир. споживачів (або обсяг робіт) у найнапруженішу зміну;;

K_f – коефіцієнт нерівномірності споживання води (дорівнює 1,5);

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

t – тривалість роботи, до якої віднесена витрата води.

- Для екскаватора: 12,5*1*1,5*1,2/(3600*1) = 0,00625 л/с;

  для бульдозера: 450*1*1,5*1,2 / (3600*24) = 0,00938 л/с;

  для крану: 550*1*1,5*1,2/(3600*24) = 0,01146 л/с;

  для автосамоскиду: 550*5*1,5*1,2/(3600*24) = 0,05729 л/с;

  загалом: $q_{вир}$ = 0,0844 л/с.

- Оздоблювальні роботи: 0,75*156,76*1,5*1,2 / (3600*8) = 0,00735 л/с;

улаштування рулонної покрівлі: 7,5*221,32*1,5*1,2 / (3600*8) = 0,10374 л/с;

загалом: $q_{техн}$ = 0,1111 л/с.

Розрахункову секундну витрату води на санітарно-побутові потреби приймаємо за найнапруженішим робочим днем відповідно до графіка роботи робітників:

$$q_{госп} = \frac{q_2 \cdot N_1 \cdot k_{2,год}}{3600 \cdot t} = 12,5*78*2,7/(3600*8) = 0,0914 \text{ л/с};$$

$$q_{їдал} = \frac{q_3 \cdot N_1 \cdot k_{2,год}}{3600 \cdot t} = 12,5*78*2,7/(3600*8) = 0,0914 \text{ л/с};$$

$$q_{душ} = \frac{q_4 \cdot N_2}{60 \cdot m} = 25*24/(60*45) = 0,222 \text{ л/с},$$

де q_2, q_3, q_4 – питома витрата води на господарсько-побутові потреби та потреби їдальні та душової, у літрах на одну особу на зміну;

N_1 – кількість співробітників, які працюють у найнапруженішу зміну;

$k_{2,год}$ – коеф. годинної нерівномірності водоспоживання (дорівнює 2,7);

N_2 – кількість працюючих, що приймають душ;

m – час на роботу душової установки (45 хвилин).

Витрати води для потреб пожежогасіння приймаємо $q_{пож}$ = 15 л/с, оскільки територія буд. майданчику дорівнює 8,06 га, тобто менша десяти гектарів.

Загальні секундні витрати води:

$$q_{заг} = q_{вир} + q_{техн} + q_{госп} + q_{їдал} + q_{душ} + q_{пож} = 15,6003 \text{ л/с}.$$

Визначаємо Ø тимчасового водопроводу.

- Загальний:

$$d = 2\sqrt{\frac{q_{заг} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{15,6003 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 105,07 мм$$

де V – швидкість руху води у трубі, м/с.

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

- Для виробничих та технологічних потреб:

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{вир} + q_{техн}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0,0844 + 0,1111) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 11,8 мм$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

- Для санітарно-побутових потреб:

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{госп} + q_{їдал} + q_{душ}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0{,}0914 + 0{,}0914 + 0{,}222) \cdot 1000}{3{,}14 \cdot 1{,}7}} = 17{,}4 мм$$

Приймаємо труби діаметром 20 мм.

4.8. Розрахунок тимчасового електропостачання

Під час виконання будівельно-монтажних робіт електроенергія використовується для забезпечення роботи будівельних машин і механізмів, технологічних процесів, а також внутрішнього та зовнішнього освітлення будівельного майданчика.

До споживачів електроенергії належать монтажні крани, зварювальне обладнання, електроінструмент, тимчасові адміністративно-побутові приміщення та система освітлення території будівництва.

Розрахунок потреби в електроенергії виконується для найбільш завантаженого періоду будівництва з урахуванням одночасної роботи основних споживачів. За результатами розрахунку визначається необхідна потужність джерела живлення та підбирається тип тимчасової трансформаторної підстанції.

Розрахункову потужність тимчасового електропостачання визначаємо за формулою:

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

де α – коеф. втрати потужності в мережі;

$P_с$ – силова потужність машини або установки, кВт,

$P_т$ – потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

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

$P_{оз}$ – потрібна потужність на зовнішнє освітлення, кВт;

$К_{1п}$, $К_{2п}$, $К_{3п}$, $К_{4п}$ – коеф. попиту, які залежать від кількості споживачів;

cosψ – коеф. потужності, в середньому рівний 0,75.

Таблиця 32. 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 СКГ – 30	шт.	2	70	140	0,7
2. Монтажний кран СКГ – 40А	шт.	1	70	70	0,7
3. Монтажний кран Э-125ВБ	шт.	1	30	30	0,7
4. Люлька ЛЕ-100-300	шт.	1	1,6	1,6	0,15
5. Електричний фарбопульт СО-61	шт.	1	0,27	0,27	0,15
6. Зварювальний трансформатор ТД-30У2	шт.	2	17,5	35	0,35
7. Вібратор ИБ-47	шт.	2	1,2	2,4	0,15

Таблиця 33. 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	70,7	15	1,061
2. Душова з переддушовою	64,8	15	0,972
3. Приміщення для обігріву працівників	8,5	15	0,128
4. Приміщення для відпочинку працюючих	91,2	15	1,368
5.Туалет чоловічий	8,5	15	0,128
6. Туалет жіночий	8,5	15	0,128
7. Їдальня	70,7	15	1,061
8. Контора виконроба	70,7	15	1,061
9. Охоронна будка на в'їзді	8	15	0,12
10. Кабінет техніки безпеки	25,6	15	0,384
11. Приміщення для особистої гігієни жінок	8,5	15	0,128
12. Приміщення для просушки спецодягу	16,2	15	0,243
13. Пункт охорони здоров'я	8,5	15	0,128
14. Закритий склад	10	3	0,3
Разом			7,21

Таблиця 33. 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	61380	2	0,4	24,55
Площа будівлі (монтажна зона)	м²	8353	20	3	25,06
Головні проходи та проїзди	км	1,2	3	5000	6
Охоронне освітлення	км	1,0	0,5	1500	1,5
Аварійне освітлення	км	1,0	0,5	1500	1,5
Разом					58,61

P=(1,1/0,75)*((140*0,7+70*0,7+30*0,7+1,6*0,15+0,27*0,15+35*0,35+2,4*0,15)+

+7,21*0,8+58,61) = 359,73 кВт.

Застосовуємо на будівельному майданчику трансформаторну підстанцію КТПН-72М-400, потужністю 400 кВт, з трансформатором типу ТМ 400/10 вагою 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/(м^2*лк)

E – освітленість, лк; E = 2 лк;

S – площа, яку освітлюють; S = 61380 м^2;

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

n = 0,2*2*61380/500 = 50 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*8353/500 = 67 шт.

На 17 щоглах встановлюємо по 4 прожектора.

4.9. Розрахунок тимчасових складів

Таблиця 35. Відомість потреби на стадії монтажу в матеріалах, напівфабрикатах і виробах

№ за/п	Табл. ДБН	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потрібних матеріалів	Од. вим.	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-11	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 4 т.	100 шт.	0,07	-прокат -електроди -лісомат. -бетон	т. т. $м^3$ $м^3$	0,296 0,017 0,3 12,6	0,02072 0,00119 0,021 0,882
2	7-5-12	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 6 т.	100 шт.	0,02	-прокат -електроди -лісомат. -бетон	т. т. $м^3$ $м^3$	0,377 0,022 0,3 13,8	0,00754 0,00044 0,006 0,276
3	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10 т.	100 шт.	0,44	-прокат -електроди -лісомат. -бетон	т. т. $м^3$ $м^3$	0,444 0,026 0,32 17,2	0,19536 0,01144 0,1408 7,568
4	7-5-15	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 15 т.	100 шт.	0,36	-прокат -електроди -лісомат. -бетон	т. т. $м^3$ $м^3$	0,444 0,026 0,35 18	0,15984 0,00936 0,126 6,48
5	7-9-12	Укладання підкранових балок масою до 5 т.	100 шт.	0,56	-монт. вироби. -електроди	т. т.	1,81 0,33	1,0136 0,1848
6	7-9-14	Укладання підкранових балок масою до 12 т.	100 шт.	0,24	-монт. вироби -електроди	т. т.	3,72 0,35	0,8928 0,084
7	7-12-5	Укладання балок прогоном 12 м	100 шт.	0,18	-монт. вироби -електроди	т. т.	0,76 0,08	0,1368 0,0144

Продовження таблиці 35

1	2	3	4	5	6	7	8	9
8	7-12-9	Укладання ферм прогоном 18 м	100 шт.	0,28	-монт. вироби -електроди	т. т.	2,52 0,16	0,7056 0,0448
9	7-12-19	Укладання ферм прогоном 24 м	100 шт.	0,14	-монт. вироби -електроди	т. т.	3,52 0,16	0,4928 0,0224
10	7-12-35	Укладання підкроквяних ферм прогоном 12 м	100 шт.	0,12	-електроди	т.	0,05	0,006
11	7-13-7	Монтаж плит покриття довжиною до 6 м та площею до 20 $м^2$	100 шт.	3,04	-проволока -руберойд -електроди -рогожа -лісоматеріал -монт.вироби -бетон -розчин	т. $м^2$ т. $м^2$ $м^3$ т. $м^3$ $м^3$	0,0254 56,2 0,02 60 0,432 0,12 8,5 0,2	0,077216 170,848 0,0608 182,4 1,31328 0,3648 25,84 0,608
12	7-16-3	Монтаж стінових панелей довжиною до 7 м, площею більше 10 $м^2$	100 шт.	3,77	-монт. вироби -електроди	т. т.	0,2 0,1	0,754 0,377
13	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6 м	100 шт.	0,56	-цвяхи -проволка -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	т. т. т. $м^3$ $м^2$ $м^3$ $м^3$	0,00276 0,001 0,00934 0,06 5,65 3,05 0,42	0,001546 0,00056 0,00523 0,0336 3,164 1,708 0,2352

Продовження таблиці 35

1	2	3	4	5	6	7	8	9
14	7-1-16	Монтаж фундаментних балок більше 6 м	100 шт.	0,12	-цвяхи -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	т. т. $м^3$ $м^2$ $м^3$ $м^3$	0,00558 0,0163 0,065 11,03 2,84 0,52	0,00067 0,001956 0,0078 1,3236 0,3408 0,0624
15	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100 мп.	45,5	-розчин	$м^3$	0,84	38,22

Таблиця 36. Зведена відомість потреби в матеріалах, виробах і конструкціях

№ за/п	Назва матеріалів	Олиниці виміру	Кількість
1	Колони	шт.	89
2	Підкранові балки	шт.	80
3	Кроквяні конструкції	шт.	60
4	Підкроквяні конструкції	шт.	12
5	Плити покриття	шт.	304
6	Фундаментні балки	шт.	68
7	Стінові панелі	шт.	377
8	Ригелі воріт	шт.	5
9	Стійки воріт	шт.	10
10	Бетон	$м^3$	43,0948
11	Розчин	$м^3$	39,1256
12	Монтажні вироби	т.	4,3604
13	Прокат	т.	0,38346
14	Електроди	т.	0,81663
15	Лісоматеріали	$м^3$	1,64848
16	Щити	$м^2$	4,4876
17	Руберойд	$м^2$	170,848
18	Солідол	т.	0,007186
19	Цвяхи	т.	0,002216
20	Рогожа	$м^2$	182,4
21	Проволока	т.	0,077216

Таблиця 37. Розрахунок площ тимчасових складів

№ п./п.	Найменування матеріалів, конструкцій і деталей	Одиниця виміру	Час використання в днях	Потреба		Коефіцієнти		Норма запасу в днях	Запас матеріалів, що підлягає зберіганню	Норма зберігання матеріалу на 1м^2 підлоги складу	Розрахункова площа складу, м^2	Коефіцієнти на проходи і проїзди	Загальна розрахункова площа складу, м^2	Прийнята площа складу, м^2	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	нерівномірності надходження матеріалів	нерівномірності використання матеріалів								
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**
1	Колони	м^3	9	312,72	34,75	1,1	1,3	4	198,77	0,80	248,47	1,25	310,59	40,5×12	відкр.
2	Підкранові балки	м^3	6,5	204,08	31,4	1,1	1,3	1,5	67,36	0,50	134,72	1,2	161,67	14×12	відкр.
3	Ферми	м^3	14,5	214,4	14,79	1,1	1,3	1	21,15	0,07	302,15	1,2	362,58	68×12	відкр.
4	Плити покриття	м^3	14,5	325,28	22,43	1,1	1,3	3	96,23	0,50	192,46	1,2	230,95		відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м^3	26	1042,74	40,11	1,1	1,3	5	286,79	1,00	286,79	1,2	344,15	35×12	відкр.
6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	52	0,81663	0,0157	1,1	1,3	5	0,113	0,50	0,226	1,2	0,28	10×5	закр.
7	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	46	4,3604	0,0948	1,1	1,3	5	0,678	0,70	0,969	1,2	1,17		закр.
8	Дріт сталевий і цвяхи	т	26	0,079432	0,00306	1,1	1,3	5	0,022	2,50	0,009	1,2	0,011		закр.
9	Рогожа	м^2	22	182,4	8,291	1,1	1,3	3	59,281	2,5	23,713	1,2	28,46		закр.
10	Металопрокат	т	9	0,38346	0,043	1,1	1,3	5	0,308	1,50	0,206	1,2	0,25	7,5×10	навіс
11	Дошки обрізні із хвойних порід	м^3	57	1,64848	0,029	1,1	1,3	5	0,208	1,25	0,167	1,2	0,21		навіс
12	Руберойд підкладочний з пиловидною підсипкою РПП-300Б	м^2	22	170,848	7,77	1,1	1,3	5	55,56	2,50	22,23	1,2	26,68		навіс
13	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м^2	26	4,4876	0,173	1,1	1,3	5	1,237	20,00	0,062	1,2	0,08		навіс

4.10. Опис будівельного генплану

Буд. геплан було розроблено для етапу монтажу збірних конструкцій каркаса. На плані показано контури будівлі, монтажну зону, а також робочі та небезпечні зони дії монтажних кранів.

Монтажна зона охоплює територію в межах 10 м від контуру будівлі. У цій зоні виконуються роботи з монтажу одногілкових крайніх, середніх і фахверкових колон, підкранових балок, кроквяних конструкцій, плит покриття та стінових панелей. Роботи в межах монтажної зони виконуються відповідно до вимог охорони праці.

Межі небезпечної зони визначаються з урахуванням максимального робочого вильоту стріли крана, габаритів вантажу та додаткової безпечної відстані. Робочі зони кранів прийняті відповідно до їх технічних характеристик і відображені на будівельному генеральному плані.

Для забезпечення транспортного обслуговування будівництва передбачено тимчасові внутрішньомайданчикові дороги. По периметру будівлі влаштовано дороги з дорожніх залізобетонних плит, на інших ділянках — дороги з ущільненим підсипним покриттям. У місцях роботи вантажопідіймальних механізмів встановлюються попереджувальні знаки та засоби організації руху.

Складування конструкцій і матеріалів передбачено на тимчасових складських майданчиках, розташованих у зоні обслуговування монтажних кранів.

Тимчасові адміністративно-побутові приміщення розміщені біля в'їзду будівельного майданчику за межами небезпечних зон та об'єднані в єдиний побутовий комплекс.

Електропостачання будівельного майданчика здійснюється від тимчасових кабельних мереж із розміщенням трансформаторної підстанції та розподільчих шаф. Для роботи технологічного обладнання використовується напруга 380 В, для освітлення — 220 В.

Тимчасове водопостачання запроєктовано за кільцевою схемою. На майданчику передбачено пожежні гідранти та точки питного водопостачання, розташовані відповідно до нормативних вимог.

4.11. Техніко-економічні показники будгенплану

Коефіцієнт забудови:

$K_З = F_2/F_1 = 8353/61380 = 0,136$,

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:

$К_{вик} = (F_2 + F_{т.б.}) / F_1 = (8353 + (607,5 + 7010))/61380 = 0,26$;

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

Довжина тимчасових доріг дорівнює 1060 м; довжина тимчасових мереж водопостачання – 835 м; довжина тимчасових мереж електропостачання – 1880 м.

4.12. Заходи з техніки безпеки та охорони праці

Безпека монтажних робіт.

«Персонал, який експлуатує засоби механізації, оснащення, пристрої та ручні машини, до початку робіт повинен бути навчений безпечним методам та способам робіт відповідно до інструкцій заводу-виробника та інструкції з охорони праці.

Під час виконання будівельно-монтажних робіт необхідно застосовувати переважно інвентарні засоби підмощування. В окремих випадках допускається застосування неінвентарних засобів підмощування, конструкція яких визначена у ПВР.

Риштування, конструкція яких не забезпечує власної стійкості, необхідно прикріпити до споруди засобами, зазначеними у технічній документації заводу-виробника, або в проектнотехнологічній документації на установлення риштування. За відсутності вказівок щодо закріплення риштувань їх кріплення до стін споруди необхідно здійснювати не менше ніж через один ярус для верхніх стояків, через два прогони для верхнього ярусу й одного кріплення на кожних 50 $м^2$ проекції поверхні риштувань на фасад споруди. Не допускається кріплення риштувань до парапетів, карнизів, балконів, інших виступних частин споруди.

Монтаж (демонтаж) інвентарних риштовань необхідно здійснювати у послідовності та відповідно до вимог, зазначених у технічній документації на риштування.

У місцях піднімання людей на риштування повинні бути вивішені плакати, на яких зазначено схеми навантажень, їх величини, а також схеми евакуації працівників на випадок аварійних ситуацій

Навісні сходи та площадки, що використовуються для роботи на конструкціях, повинні бути оснащені спеціальними захватами-гаками, що забезпечують надійне закріплення до конструкції. Установлювати та закріплювати їх на конструкціях, що монтуються, необхідно до піднімання останніх.

Приставні драбини без робочих площадок дозволяється використовувати тільки для переходу між окремими ярусами будівлі, що будується, і для виконання робіт, що не потребують від виконавця упору в конструкції будівлі. Приставні драбини та драбинки необхідно забезпечити засобами, що запобігають їх зсуву та перекиданню під час роботи. На нижніх кінцях приставних драбин та драбинок повинні бути оковки з гострими наконечниками для установлення на ґрунті, а під час використання драбин на гладеньких поверхнях (паркет, метал, плитка, бетон тощо) на них повинні бути башмаки з нековзкого матеріалу. Вони повинні бути установлені у робоче положення під кутом 70°-75° до горизонтальної площини.

Транспортні засоби й устаткування, що застосовуються для вантажнорозвантажувальних робіт, повинні відповідати габаритам майданчика і характеру вантажу.

У разі розміщення автомобілів на вантажно-розвантажувальних майданчиках відстань між автомобілями, що стоять один за одним, має бути не менше ніж 1,0 м, а між автомобілями, що стоять поряд, не менше ніж 1,5м. У разі, якщо вантажний автомобіль знаходиться біля будівлі (споруди), відстань між ним і заднім бортом автомобіля або граничною межею вантажу повинна бути не менше ніж 0,5 м. Відстань між автомобілем і штабелем вантажу повинна бути не менше ніж 1,0 м.

Вантажно-розвантажувальні роботи та складування вантажів із застосуванням вантажопідіймальних кранів і машин на стаціонарних складах, будівельних

майданчиках, базах необхідно виконувати згідно з вимогами НПАОП 63.11-7.01 та технологічних карт, розроблених і затверджених на підприємстві (організації), що проводить зазначені роботи.

Організації та фізичні особи, які використовують вантажопідіймальні машини та механізми, повинні володіти завчасно опрацьованими способами та схемами стропування і зачеплення вантажів, переліком основних вантажів, що переміщуються, із зазначенням їх маси. Ця інформація (зокрема графічне зображення) повинна бути видана на руки стропальникам, машиністам кранів під власний підпис і вивішена у місцях виконання робіт.

Вантаж, що переміщується горизонтально, необхідно попередньо підняти на 0,5 м вище предметів, що розташовані на шляху переміщення, та мінімум на відстані 1,0 м від конструкцій будівлі у горизонтальному напрямку або на 2,0 м вище монтажного горизонту, на якому виконуються роботи.

Під час монтажу будівельних конструкцій, виробів, трубопроводів і обладнання (далі – виконання монтажних робіт) необхідно передбачати заходи із запобігання негативному впливу на працівників таких небезпечних і шкідливих виробничих факторів:

- розташування робочих місць поблизу перепаду по висоті 1,3 м і більше;

- машини, що рухаються, їх робочі органи; переміщення конструкцій, матеріалів;

- обвалення елементів конструкцій будівель і споруд;

- падіння матеріалів,інструменту;

- виконання робіт у зоні поблизу повітряних ліній електропередачі;

- піднімання вантажів, вага яких перевищує вантажопідйомність механізмів;

- недостатня жорсткість конструкції, яка може призвести до її руйнування під час монтажу;

- перекидання машин, падіння їх частин;

- недостатня освітленість робочого місця;

- підвищена напруга в електричному колі, замиканняя кого може відбутися через тіло людини.

Монтаж конструкцій будинків (споруд) необхідно починати з просторово стійкої частини: сполучного елемента, ядра жорсткості тощо.

Монтаж конструкцій кожного розташованого вище поверху (ярусу) багатоповерхового будинку необхідно виконувати після закріплення усіх установлених монтажних елементів відповідно до проекту і досягнення бетоном (розчином) стиків несучих конструкцій необхідної міцності.

Фарбування й антикорозійний захист конструкцій і устаткування у випадках, коли це виконується на будівельному майданчику, необхідно робити до піднімання конструкцій на проектну позначку. Після піднімання зазначених конструкцій фарбування чи здійснення антикорозійного захисту допускається виконувати тільки в місцях стиків і з'єднань конструкцій.

Безпека електрозварювальних робіт.

До виконання електрозварювальних та газополуменевих робіт допускаються особи не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, передбачений вимогами НПАОП 0.00-1.16, спеціальну підготовку і перевірку теоретичних знань та практичних навичок із конкретних способів зварювання і визначених видів зварювальних робіт, склали екзамен атестаційній комісії та мають відповідне посвідчення. Електрозварники повинні мати групу з електробезпеки не нижче II. Працівники, які порушили вимоги електробезпеки або пожежної безпеки, повинні пройти позачергову перевірку знань.

Улаштування і технічне обслуговування тимчасових і постійних електричних мереж на виробничій території повинен здійснювати персонал, що має відповідну кваліфікаційну групу з електробезпеки.

Усі електропускові пристрої слід розміщувати так, щоб унеможливлювався пуск машин, механізмів і устаткування сторонніми особами. Забороняється вмикання декількох струмоприймачів одним пусковим пристроєм. Розподільні щити і рубильники необхідно закривати назамок.

Металеві будівельні риштування, металеві огорожі місць, де виконуються роботи, полиці та лотки для прокладання кабелів і проводів, рейкові колії вантажопідіймальних кранів і транспортних засобів з електричним приводом,

корпуси устаткування, машин і механізмів з електроприводом необхідно заземлювати відповідно до Правил улаштування електроустановок одразу після їх встановлення на місце до початку виконання будь-яких робіт.

Експлуатація ручного електроінструменту дозволяється у разі дотримання таких вимог:

- перед кожною видачею інструменту в роботу повинна бути перевірена його комплектність та надійність кріплення деталей, справність захисного кожуху, кабелю (рукава);

- перед початком роботи повинна бути перевірена справність вимикача та машини на холостому ходу;

- під час перерв у роботі, після закінчення роботи, під час змащування, очищення, заміни робочого елемента інструменту ручні машини необхідно вимкнути та від'єднати від електричної мережі;

- ручні машини, маса яких із розрахунку на руки працюючого,перевищує 10 кг, повинні мати пристрій для підвішування;

- під час роботи зручними машинами на висоті необхідно використовувати засоби підмощування (помости);

- нагляд за експлуатацією ручних машин необхідно доручати спеціально призначеній для цього особі.» [7]

Безпека переміщення і складування вантажів.

«Матеріали (конструкції) необхідно розміщувати на вирівняних майданчиках та вживати заходів, що запобігають самовільному зсуву,осіданню, опаданню і розкочуванню. Майданчики для складування повинні мати стоки поверхневих вод. Забороняється здійснювати складування матеріалів, виробів на насипних неущільнених ґрунтах.

Складувати матеріали, вироби, конструкції, устаткування на будівельному майданчику і робочих місцях необхідно так:

- стінові блоки – у штабелі у два яруси на підкладках із прокладками;

- плити перекриттів – у штабелі висотою не більше ніж 2,5 м на підкладках із прокладками;

- ригелі та колони – у штабелі висотою до 2,0 м на підкладках із прокладками;

- круглий ліс – у штабелі висотою не більше ніж 1,5 м із прокладками між рядами та встановленням упорів для запобігання розкочуванню, ширина штабеля повинна бути менше ніж його висота;

- пиломатеріали – у штабелі висотою при рядовому укладанні не більше половини ширини штабеля, при укладанні у клітки–не більше ширини штабеля;

- дрібносортний метал – у стелаж висотою не більше ніж 1,5 м;

- скло в ящиках і рулонні матеріали – вертикально в один ряд на підкладках;

- чорні прокатні метали (листова сталь, швелери, двотаврові балки,сортова сталь) – у штабель висотою до 1,5 м на підкладках із прокладками;

- труби діаметром більше ніж 300 мм – у штабель висотою до 3 м у сідло без прокладок із кінцевими упорами;

- труби діаметром менше ніж 300 мм – у штабель висотою до 3 м на підкладках із прокладками і кінцевими упорами.

Складування інших матеріалів, конструкцій і виробів необхідно здійснювати відповідно до вимог стандартів на ці матеріали.

Методи та способи складування нестандартних матеріалів і конструкцій необхідно зазначати в ПВР.

Між штабелями (стелажами) на складах слід передбачити проходи шириною не менше ніж 1,0 м і проїзди, ширина яких залежить від габаритів транспортних засобів і вантажнорозвантажувальних механізмів, що обслуговують склад.» [7]

Організація безпечної роботи на будівельному майданчику.

«Біля в'їзду на будівельний майданчик необхідно встановити схему руху автотранспорту. Транспортні засоби та пішоходи повинні потрапляти на об'єкт будівництва і покидати його через різні проходи і проїзди, що призначені для транспортних засобів і пішоходів. Для доступу в основні робочі зони тимчасові автомобільні шляхи повинні бути обладнані пішохідними переходами з відповідними знаками.

Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби, а також закриті приміщення повинні бути освітлені

відповідно до вимог ДБН В.2.5- 28, ГОСТ 12.1.046 для запобігання засліплювальній дії освітлювальних приладів на працюючих. Обладнання систем освітлення конструктивно не повинно створювати ризик ураження електрострумом. Виконання робіт у місцях, рівень освітленості яких не відповідає вимогам ГОСТ 12.1.046, не допускається.

Для піднімання та опускання працівників на робочі місця під час зведення будівель і споруд висотою або глибиною 25 м і більше необхідно використовувати пасажирські або вантажопасажирські підйомники (ліфти), які експлуатуються відповідно до вимог НПАОП 0.00-1.02, НПАОП0.001.36.» [7]

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАННОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Методичні вказівки до виконання архітектурної курсової роботи (АКР-3) «Промислова будівля» з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів будівельної спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання // Р.А. Тімченко, Д.А. Крішко. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 32 с.

2. Методичні вказівки до курсового проектування «Розрахунок елементів міжповерхового монолітного перекриття з балковими плитами» з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання // В.І. Астахов, В.І. Гончар. – Кривий Ріг: КНУ, 2017. – 26 с.

3. Методичні вказівки до виконання курсового проекту №2 «Залізобетонні конструкції одноповерхової виробничої будівлі» з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання // Є.В. Люльченко. – Кривий Ріг: КНУ, 2017. – 16 с.

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

5. Соколов Г. К. "Вибір кранів і технічних заходів для монтажу будівельних конструкцій": навч. посібн./2002. – 180 с.

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

7. 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.

8. 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.

9. Конспект лекцій з дисципліни «Технологія будівельного виробництва включаючи будівництво в сейсмічних районах» для студентів спеціальності 192

Будівництво та цивільна інженерія усіх форм навчання/укладач Попруга Д.В. Кривий Ріг. 125 с.

10. Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи (РГР-2) «Громадська будівля» з курсу «Архітектура будівель і споруд» для студентів будівельної спеціальності 192 „Будівництво та цивільна інженерія усіх форм навчання // Р.А. Тімченко, Д.А. Крішко. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 70 с.

11. Методичні вказівки до виконання курсової роботи на тему: «Проектування технології влаштування монолітних залізобетонних фундаментів з виконанням земляних робіт» з дисципліни «Технологія будівельного виробництва» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання // О.М. Грицаєнко, Д.В. Попруга. – Кривий Ріг: КНУ, 2021 – 76 с.

12. Методичні вказівки до виконання курсового та дипломного проектування з дисципліни «Зведення і монтаж будинків та споруд» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання. Частина 1 // О.І. Валовой, О.М. Грицаєнко, Д.В. Попруга. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 68 с.

13. Методичні вказівки до виконання курсового та дипломного проектування з дисципліни «Зведення і монтаж будинків та споруд» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання. Частина 2 // О.І. Валовой, О.М. Грицаєнко, Д.В. Попруга. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 64 с.

14. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація будівництва» спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» для студентів усіх форм навчання. Частина 1 // В.В. Афанасьєв, О.І. Валовой. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 44 с.

15. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація будівництва» спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» для студентів усіх форм навчання. Частина 2 // В.В. Афанасьєв, О.І. Валовой. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 32 с.

16. 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.

17. ДБН А.2.2-3-2014. Склад, та зміст проектної документації на будівництво. – К.: Укрархбудінформ, 2014. – 40 с.

18. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 30 с.

19. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. (EN1990:2002, IDN). Основи проектування конструкцій. Настанова. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 81 с.

20. ДБН В.1.2-2:2006*. Навантаження і впливи. Норми проектування. - Київ: Мінбуд України, 2006. – 59 с.

21. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 36 с.

22. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. - Київ: Мінбуд України, 2006. - 15 с.

23. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 97 с.

24. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 97 с.

25. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.

26. ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Основні вимоги до проектної та робочої документації. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 58 с.

27. ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. - 75 с.

28. ДСТУ Б А.2.4-6:2009. Правила виконання робочої документації генеральних планів. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 34 с.

29. ДСТУ Б А.2.4-2:2009. Умовні познаки і графічні зображення елементів генеральних планів та споруд транспорту.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 27 с.

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

31. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. - 199 с.

32. ДБН А.3.1−5:2016. Організація будівельного виробництва. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 46 с.

33. Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт (до ДБН А.3.1–5–96 «Організація будівельного виробництва»). Частина 1. Технологічна та виконавча документація. – Київ, 1997.

34. ДБН В.2.3-31:2016. Теплова ізоляція будівель. – К.: Укрархбудінформ, 2017. – 31 с.

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

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

37. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.

38. ДСТУ-Н Б В.2.2-27:2010. Настанова з розрахунку інсоляції об’єктів цивільного призначення. – К.: Укрархбудінформ, 2010. – 81 с.

39. ДБН В.2.2-15:2019. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2019. – 39 с.

40. ДБН В.2.2-24:2009. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 133 с.

41. ДБН В.2.2-9:2018. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2019. – 43 с.

42. ДБН В.2.2-16-2005. Будинки і споруди. Культурно-видовищні та дозвіллєві заклади. – К.: Укрархбудінформ, 2005. – 65 с.

43. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будинків і споруд. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 64 с.

44. ДБН В.2.2-23:2009. Будинки і споруди. Підприємства торгівлі. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 48 с.

45. ДБН В.2.2-5-97. Будинки і споруди. Захисні споруди цивільної оборони. – К.: Укрархбудінформ, 1998. – 119 с.