

КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет: Будівельний факультет
Кафедра: Промислового, цивільного і міського будівництва
Спеціальність: 192 Будівництво та цивільна інженерія
Освітньо-професійна програма: Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедрою _____

“ _____ ” _____ 20 ____ р.

ЗАВДАННЯ НА ВИПУСКНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА СТУДЕНТУ

Телкову Даніїлу Ігоровичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

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

Місце будівництва – м. Кривий Ріг.

Будівля одноповерхова трьохпрольотна каркасного типу зі збірною залізобетону, загальна висота – 18,42 м, розміри в плані 84×96 м.

Фундаменти – монолітні залізобетонні.

Зовнішні стіни – залізобетонні стінові панелі.

Покрівля - рулонна.

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

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

6. Дата видачі завдання _____

Керівник _____
(підпис)

Завдання прийняв до виконання _____
(підпис)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

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

Студент-дипломник _____
(підпис)

Керівник роботи _____
(підпис)

1.1 Загальна характеристика запроектованої будівлі

Назва будівлі – Цех збірки електродвигунів

Конструктивний тип будівлі – будівля каркасна з залізобетонним каркасом.

Клас будівлі – II.

Ступінь довговічності – II

Ступінь вогнестійкості – II.

Географічний пункт будівництва – м. Миколаїв.

Кліматичний район по фізико-географічним характеристикам – II.

1.2 Опис технологічних процесів

Залізобетонні вироби використовуються в будівництві для зведення залізобетонних конструкцій з використанням попередньо виготовлених на заводі ЗБВ конструкцій із залізобетону. Залізобетонні вироби виготовляються литтям бетону форми з подальшим затвердінням бетону. Згодом виготовлені таким чином вироби транспортуються до будівельної майданчику і монтуються. Перевагою такої технології на відміну від технології виготовлення залізобетонної конструкції цілком на будмайданчику є спрощення контролю якості, т. к. виріб можна протестувати в умовах цеху, на малій висоті. Номенклатура залізобетонних виробів різноманітна. Це деталі фундаментів, стін, перекриттів, балки.

1.3 Генеральний план

Для формовочного цеху ЗБВ розроблено генеральний план відповідно з ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», санітарними та протипожежними нормами і в технологічному взаємозв'язку з іншими будівлями та спорудами.

При проектуванні генерального плану на його територію розподілено на передзаводську і виробничу зони.

На передзаводській території розташовані: їдальня, адміністративна будівля, тимчасова стоянка автотранспорту та інше.

На виробничій території, крім проектного цеху, розміщені наступні будівлі і споруди: склад готової продукції, ремонтні майстерні і т.д.

Напрямок вітрів забезпечує добре провітрювання будівлі, а в зимовий період – видування снігу з між ліхтарного простору.

Внутрішньозаводський транспорт – автомобільний.

Ширина доріг та проїздів прийнята 6 м (від до 10.5 м) радіус. закруглення – 12 м.

Запроектовано благоустрій ділянки. Дороги, майданчики, тротуари – заасфальтовано. Навколо будівлі запроектовано асфальтове вимощення шириною 1 м.

Виконано озеленення ділянки. Посаджено декоративні дерева, кущі, посіяно багаторічні трави, квітники.

Основні техніко-економічні показники за генпланом зведені в таблицю 1.

Таблиця 1 – Техніко-економічні показники за генпланом

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа ділянки	га	4	
2	Площа забудови	м ²	13116	
3	Площа мощення	м ²	6116,77	
4	Площа озеленення	м ²	20767,47	
5	Щільність забудови	%	52	
6	Коефіцієнт мощення	%	16	
7	Коефіцієнт озеленення	%	33	

1.4 Об'ємно – планувальне рішення будівлі

Будівля, що проектується – ливарний цех, має розміри в осях 84 x 72 м.

Будівля одноповерхова, Г-образної (прямокутної) форми у плані, багатопролітна, прольоти одного (різного) напрямлення.

У будівлі запроектовано ворота, а для проходу робітників передбачені хвіртки.

У кожному з прольотів передбачено мостові крани, вантажопідйомністю згідно завданню, відмітка головки кранової рейки залежить від виду колон.

По осі «К» та «7» улаштовані температурні шви з двох спарених колон.

Крок колон окремої залізобетонної будівлі – 6 м.

Крок крайніх / середніх колон залізобетонної будівлі – 6 / 6 м.

Прив'язка колон крайніх рядів до поздовжніх координаційних осей – «250».

Колони середнього ряду розміщуються симетрично, по відношенню до координаційних осей, осі проходить по середині перерізу колон.

Поперечні координаційні осі проходять по середині перерізу колон за винятком біля торців і біля деформаційних швів, вісь колони зміщена всередину на 500 мм.

Основні техніко-економічні показники будівлі зведені в таблицю 2.

Таблиця 2 – Техніко-економічні показники будівлі

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа забудови	м ²	3744	
2	Будівельний об'єм	м ³	79838	
3	Корисна площа	м ²	3634	
4	Планувальний коефіцієнт	–	$K_1 = 0,97$	
5	Об'ємний коефіцієнт	–	$K_2 = 21,4$	

1.5 Конструктивне рішення будівлі

Будівля каркасна з повним каркасом. Просторова жорсткість будівлі в поперечному напрямку забезпечується поперечною рамою, утвореною замоноличуванням колон в фундаментах і міцним зварюванням ферм (балок) з колоною.

У поздовжньому напрямку – фундаментними балками, підкрановими балками, зв'язками і диском плит покриття привареними до несучих елементів покриття.

1.5.1 Колони

Вибір колон проводиться відповідно до параметрів схеми, зазначених в завданні на проектування. Конструкція збірних залізобетонних колон залежить від об'ємно – планувального рішення промислової будівлі і наявності того чи іншого виду підйомно-транспортного устаткування визначеної вантажопідйомності. За конструктивним рішенням колони підрозділяють на одно- і двогілкові, за місцем розташування в будівлі – на крайні, середні й фахверкові, розташовані в торцевих або поздовжніх стінах.

Розміри колони підбирають за такими умовами: місце розташування в будівлі, висота будівлі, величина прольоту, крок колон і вантажопідйомність кранів.

В одноповерхових будівлях для улаштування торцевих і поздовжніх фахверків застосовують збірні залізобетонні колони. Фахверкові колони встановлюють біля торцевих стін і між основними колонами в поздовжніх стінах при кроці крайніх колон 12 м і довжині стінових панелей 6 м. Ці колони призначаються для кріплення стінового огородження, вони частково сприймають масу стін і вітрові навантаження. Фахверкові колони можуть бути збірними залізобетонними і сталевими.

Збірні залізобетонні колони фахверка виконують суцільними квадратного перерізу 400 x 400 мм та 600 x 400 мм.

Довжина колон розрахована на їхнє використання в будівлях.

За вихідними даними підбираємо збірні залізобетонні колони (табл. 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							
3К120-5		6	20	13050	4100	8950	700 x 380
Фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі							

ЗКФ133-1		6	30	13300			400 x 400
----------	--	---	----	-------	--	--	-----------

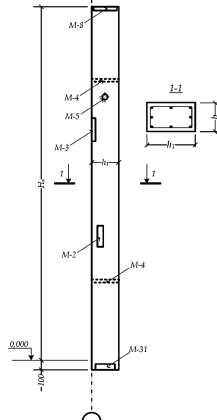
Колони крайнього ряду залізобетонної будівлі

1КД168		6	30 50	18150	5100	13050	1300 x 500
--------	--	---	----------	-------	------	-------	------------

Колони середнього ряду залізобетонної будівлі

2КД168		6	30 50	18150	5100	13050	1900 x 600
--------	--	---	----------	-------	------	-------	------------

Фахверкові колони залізобетонної будівлі

9КФ169-1		6	30 50	16900		600 x 400
----------	---	---	----------	-------	--	-----------

1.5.2 Фундаменти

У курсовому проекті застосовується збірний залізобетонний фундамент із підколонником стаканного типу для збірних залізобетонних колон та одне-, двох- чи триступінчастою плитною частиною (табл. 4).

Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту під залізобетонну колону визначається способом забезпечення жорсткого з'єднання колони з фундаментом, що досягається закладенням нижнього кінця колони в спеціальний стакан фундаменту.

Для скорочення загальної номенклатури уніфіковано розміри підколонника і фундаменту (розміри в плані кратні модулю 300 мм) та позначка верха стакану (-0,150 м). Розміри стакану на 150 мм зверху і на 100 мм знизу більше розміру колони.

Розміри підколонника в плані підбираються відповідно прийнятним розмірам перерізу колони. Розміри підшви і кількість уступів приймаються відповідно вантажопідйомності кранового обладнання. Для фундаментів під колони середнього ряду розміри підшви приймаються в $1,5 \div 2$ рази більше аналогічних розмірів для колон крайніх рядів.

Під фахверкові колони можуть бути прийняті фундаменти з одним уступом і розмірами підколонника 0,9 x 0,9 м.

Фундамент під суміжні колони в місцях улаштування поздовжніх і поперечних температурних швів виконується спільний незалежно від числа колон у вузлі. Розміри підшви фундаментів під суміжні колони призначаються шляхом підсумовування розмірів підшви під кожну колону з урахуванням вставки між осями колон і при дотриманні кратності розмірів підшви модулю 300 мм. Якщо ж шов осадочний, то під кожну колону виконується свій незалежний фундамент.

Прив'язка фундаментів до координаційних осей визначається прив'язкою колон. Варто враховувати, що більший розмір підколонника і підшви фундаменту розташовується в поперечному напрямку, а менший – у поздовжньому напрямку.

Глибина закладення фундаментів з урахуванням навантажень від будівлі, що проектується, і стосовно до нормальних ґрунтових і кліматичних умов прийнята -2.550 м. Колони замоноличуються у фундаменті бетоном на дрібному заповнювачі.

Під стіни запроектовані фундаментні балки, які опираються на бетонні

стовпчики, встановлені на верхню ступінь фундаменту. По обрізу фундаменту на товщину стіни до відмітки 0,030 м улаштовується набетонка. У місцях установки воріт фундаментні балки не укладаються, а улаштовується монолітний бетонний фундамент товщиною 500 мм, довжиною – 6 м, в який закладаються анкерні болти для кріплення ворітних рам. По верху фундаментних балок улаштовується гідроізоляція з одного шару цементного розчину товщиною 30 мм, складу 1: 2.

Таблиця 4 – Збірні фундаменти стаканного типу

Марка фундаменту	Ескіз	Переріз колони, мм	Розміри стакану і підколонника, мм	Розміри сходинок, мм	Висота сходинок фундаменту, мм
1	2	3	4	5	6
під колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі					
ФБ 19-24		700 x 380	1500 x 1500 1200 x 1200	2100 x 1800 3000 x 2100	300
під фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі					
ФА 1-6		400 x 400	1200 x 1200 900 x 900	1500 x 1500	300
під колони крайнього ряду залізобетонної будівлі					

ФД 51-55		1300 x 500	2400 x 1500 2100 x 1200	3000 x 1800 3600 x 2400 4200 x 3000	300
під колони середнього ряду залізобетонної будівлі					
ФЕ 31-35		1900 x 600	3000 x 1500 2700 x 1200	3600 x 1800 4200 x 2400 4800 x 3000	300
під фахверкові колони залізобетонної будівлі					
ФА 1-6		600 x 400	1200 x 1200 900 x 900	1500 x 1500	300

1.5.3 Фундаментні балки

Для обпирання фундаментних балок улаштовуються бетонні стовпчики – підбетонки площею перерізу 0,32 x 0,6 м. Верх стовпчиків приймається на позн. - 0.45 м при висоті фундаментних балок 0,4 м і кроці колон 6 м. Позначка верха фундаментної балки приймається на 30 мм нижче рівня чистої підлоги (позначка - 0,03 м). Для забезпечування балок від деформації при здиманні ґрунтів, знизу чи з їхніх боків роблять підсипання з шлаку чи грубозернистого піску. З метою утеплення пристінної робочої зони ширина підсипання з утеплювача в опалювальних будівлях може складати 1...2 м. Уздовж фундаментних балок на

поверхні ґрунту влаштовують асфальтове вимощення шириною 1 м з нахилом від стіни будівлі 3 – 5%.

Довжина фундаментної балки залежить від її розташування в будівлі (кутові, рядові, поряд з температурними швами), кроку колон і від розміру підколонника в плані (табл. 5).

Таблиця 5 – Збірні фундаментні балки

Марка балки	Ескіз	Крок колон и, м	Розмір и, мм
ФБ 6-29		6	450 x 320

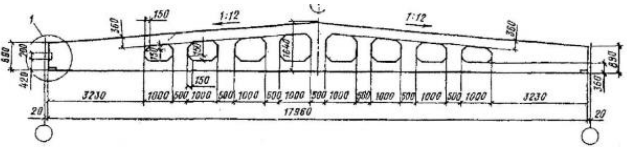
1.5.4 Кроквяні та підкроквяні конструкції

На колони опираються несучі елементи покриття балки з паралельними поясами, двосхилі, гратчасті прольоти 12, 18 м (табл. 6). Вони кріпляться за допомогою накладних сталевих листів, які приварені до закладних деталей балки та анкерними болтами колони. Після вивірки балки у проектне положення всі елементи обкручують.

При кроці крайніх колон та середніх колон 6 м, на колони середніх рядів спочатку встановлюють підкроквяні ферми чи балки. Кріпляться підкроквяні конструкції до колони за допомогою зварювання закладних деталей стельовим швом.

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				
БДР 12-1		12	6	11960 x 1390
кроквяні конструкції залізобетонної будівлі				

БДР 18-1		18	6	17960 x 1640
----------	--	----	---	--------------

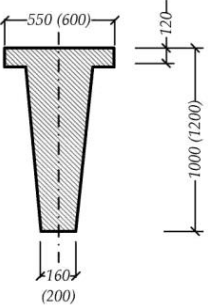
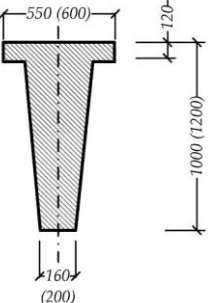
1.5.5 Підкранові балки

У курсовому проекті передбачене застосування опорних мостових кранів (при вантажопідйомності $Q = 10 \div 50$ т) (табл. 7). Підкранові балки з покладеними по них рейками утворюють шлях руху мостових кранів і міцно з'єднуються з колонами, додають каркасу будинку додаткову просторову жорсткість

Залізобетонні підкранові балки в одноповерхових промислових будівлях застосовують при кроці колон 6м і вантажопідйомності крана до 50 т. За умовами технологічності виготовлення і монтажу їх улаштовують розрізними. Залізобетонні підкранові балки мають тавровий переріз, висота типових балок прольотом 6м – 800 і 1000 мм. По місцю розташування в будівлі підкранові балки розрізняють торцеві – поряд з торцевими стінами, рядові, температурні – поряд з температурними швами. Вони відрізняються друг від друга наявністю і розташуванням закладних деталей для кріплення до колон.

Після установки і вивірки підкранових балок їх прикріплюють до колон; внизу на болтах і зварюванні, вгорі – приваркою вертикально поставленого листа до закладних деталей у колоні і балці. По верху підкранових балок укладають кранові рейки і закріплюють лапками – притисками на пружних прокладках.

Таблиця 7 – Підкранові балки

Марка балки	<i>Ескіз</i>	Довжина, мм	Розміри, мм
Окрема залізобетонна будівля			
БКНВ 6 -3с		5960	1000 x 600
Залізобетонна будівля			
БКНВ 6 -4с		5960	1000 x 600

1.5.6 Зв'язки

На рішення системи вертикальних зв'язків впливають: висота будівлі, наявність чи відсутність у будівлі мостових кранів і рішення покриття (висота балок чи опорної стійки ферм).

У будівлях, обладнаних мостовими кранами, вертикальні зв'язки по колонах устанавлюються нижче рівня підкранових балок в одному (бажано середньому) кроці колон кожного температурного відсіку (рис. 1). При цьому підкранові балки розглядають як розпірки вертикальних зв'язків. Якщо по вимогах технології не можна розташувати вертикальні зв'язки в середньому кроці колон температурного відсіку, допускається їх перенос у сусідній крок.

Якщо є підкроквяні ферми, то вони виконують функції розпірок по колонах, і спеціальні елементи розпірок не встановлюються.

Крім обговорених вертикальних зв'язків по колонах передбачаються вертикальні зв'язки по ліхтарях і по підвісним крановим шляхам

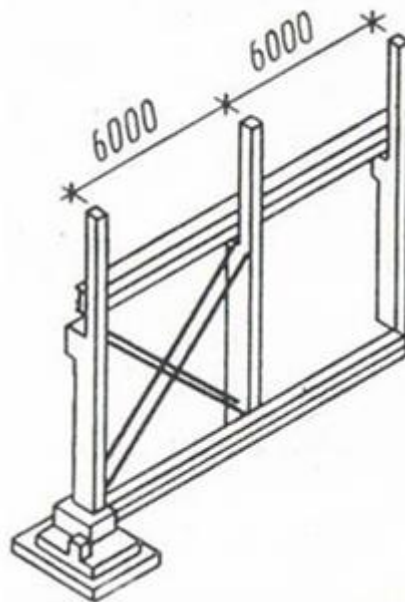


Рисунок 1 – Зв'язки при кроці колон 6 м.

1.5.7 Плити покриття

Залізобетонні плити, що служать основою для покрівлі, укладають по поперечних кроквяних конструкціях (табл. 8). При кроці кроквяних конструкцій 6 м використовуються плити 3×6 м і 1,5×6 м. В основному застосовують плити шириною 3 м, що відповідає відстані між вузлами кроквяних конструкцій. Плити шириною 1,5 м використовують головним чином у розжолобках, коли для сприйняття навантаження, що виникає від відкладення снігу, несуча здатність плит шириною 3 м виявляється недостатньою.

Всі плити мають по кінцях несучих поздовжніх ребер закладні деталі, які приварюються до закладних деталей ферм. Шви між панелями заповнюються цементним розчином М100. У торцях будівель і температурних швах закладні деталі плит для кріплення зміщені на 500 мм.

Таблиця 7 – Плити покриття

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
Окрема залізобетонна будівля			
ПНС-10...13		5970	1490 x 300
Залізобетонна будівля			
ПНС-1...4		5970	2960 x 300

1.5.8 Стінове огороження

Стіновими панелями огорожують опалювальні й неопалювані будівлі незалежно від матеріалу і конструкції каркаса при кроці колон 6. Висоту панелей в більшості випадків приймають в 1,2 і 1,8 м, довжину – 6 і 12 м. Низ першої за висотою панелі сполучають, як правило, з позначкою підлоги будівлі. За конструктивними і монтажними умовами верхній ряд панелей у межах висоти приміщення рекомендується встановлювати нижче балок на 0,6 м, а верхній ряд панелей у межах висоти балок – нижче верхнього пояса на 0,3 м.

При залізобетонному каркасі доцільно застосовувати залізобетонні самонесучі панелі. Відповідно до уніфікації висоту основних стінових панелей підпорядковують модулю 300 мм і приймають 1,2 і 1,8 м, підкарнизних і парапетних – 0,9 і 1,5 м. Цокольну панель приймають в основному висотою 1,2 м, але вона може бути і вище, якщо це диктується технологічними міркуваннями. У кутах будівель, де основні колони каркаса зміщені з поперечної координатної вісі на 500 мм, застосовують поздовжні панелі чи панелі з добірними вкладишами.

У торцевих стінах будівлі панелі кріплять до фахверкових колон.

Товщину горизонтальних швів між стіновими панелями приймають 15 мм, вертикальних – 20-30 мм відповідно при панелях довжиною 6м. У результаті температурних і усадочних деформацій панелей товщина швів періодично змінюється, тому матеріал заповнення швів повинен бути пружним і еластичним, а також водонепроникним і атмосферостійким. Для надійної герметизації швів використовують пружні синтетичні профільні прокладки з пороізолу чи герніту, а також різні водостійкі мастики.

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
Окрема залізобетонна будівля			
ПС6-1...7		6000	1800 x 200
Залізобетонна будівля			
ПС6-1...7		6000	1800 x 200

Стіни запроектовані самонесучі панельні з одношарових панелей (табл. 8), товщиною 200 мм, які кріпляться до колон за допомогою зчепу з двох кутиків 125 x 16 мм, $L = 100$ мм, приварених до закладних деталей колони та стінової панелі гнучким анкером з пластиною. Панелі повної заводської готовності із зовнішнім та внутрішнім фактурним шарами – цементно - піщаний розчин товщиною по 20 мм.

У місцях улаштування воріт, дверей стіни заповнюються цеглою М100 на розчині М50 товщиною 380 мм.

1.5.9 Вікна

Світлові прорізи в стінах можуть мати вигляд окремих вікон або стрічок (рис. 2). В будівлях значної висоти та в будівлях, обладнаних мостовими кранами, вікна розташовують в два, а інколи й в три яруси. Заповнюють прорізи окремими блоками або віконними панелями, які виконуються зі сталі.

Каркас віконних заповнень утворюється імпостами (вертикальними стійками), розташованими через 1,5 або 2 м і приварюється до закладних деталей в панелях- перемичках. Глухі рами і рами, що відкриваються з верхньою, нижньою або бічною підвіскою прикріплюються до імпостів болтами. Козирки влаштовуються тільки над рами, що відкриваються.

Сталеві віконні панелі для 6-метрового кроку колон виконуються з розмірами

$6 \times 1,2$ і $6 \times 1,8$ м. При висоті прорізу до 20 м вони встановлюються одна над одною і скріплюються болтами М12. При більшій висоті будівлі в заповнення необхідно вводити ригель з прокатних профілів для сприйняття власної ваги панелей і вітрового навантаження. Скло, окантовано гумовим профілем, в глухих

панелях кріпиться безпосередньо до несучої рами.

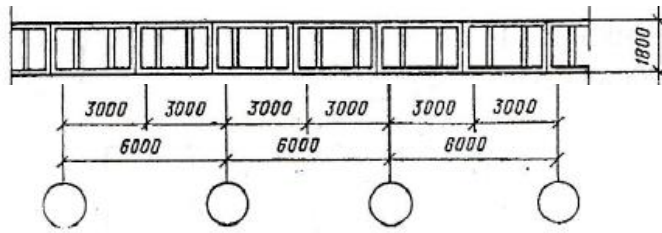


Рисунок 2 – Вікна при висоті 1,8 м;

1.5.10 Ворота

У курсовому проекті застосовуються розпашні ворота для автомобільного транспорту різної вантажопідйомності. Для автотранспорту – з розмірами 3,6×4,2 м (рис. 3).

Рама воріт складається з ригеля і двох стійок, що встановлюються на фундамент і закріплюються до нього анкерними болтами. Раму встановлюють із зовнішньої сторони будівлі. З зовнішньої сторони воріт, призначених для безрейкового транспорту, роблять похилі бетонні з'їзди – пандуси.

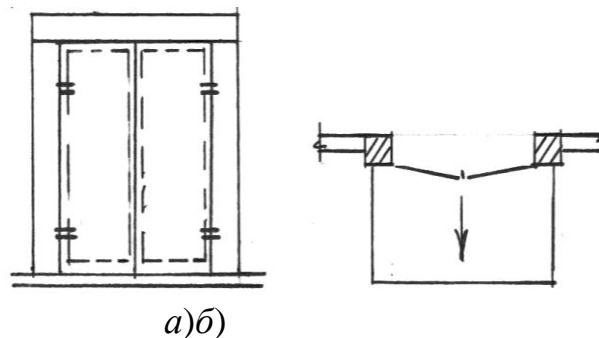


Рисунок 3 – Розпашні ворота: *а* – вид з торця; *б* – вид згори.

1.5.11 Покрівля та система водовідводу

Покрівля запроектована суміщена неvented рулонна з двох шарів руберойду з захисним шаром із гравію, втопленого у бітумну мастику (рис. 4). По вирівняній поверхні плит улаштовують пароізоляцію з одного шару руберойду на бітумній мастиці. У місцях примикання покрівлі до парапету та інших вертикальних поверхонь покрівля посилюється трьома додатковими шарами руберойду, які перекривають один одного на 150-100 мм. Вони заводяться на стіну на 250 мм та кріпляться до панельних стін дюбелями з кроком 600 мм через сталеву полосу 40 х 4 мм і фартух з оцинкованої сталі. Потім зверху стик замазують герметизуючою мастикою.

Водовідвід запроектований внутрішній організований. Водостоківі лійки встановлюють у знижених місцях – розжолобках не рідше, ніж через 48 м. Водопримальні лійки встановлюють з прив'язкою до координаційних осей до поздовжніх 450 мм та до поперечних 500 мм..

Наплавлений рубероїд	35
Цементний розчин	40
Ефективний утеплювач	120
Пароізоляція обмазна	5
Залізобетонна плита	220

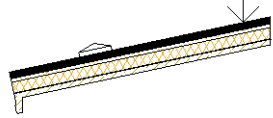


Рисунок 4 – Фрагмент покрівлі

1.5.12 Ліхтарі

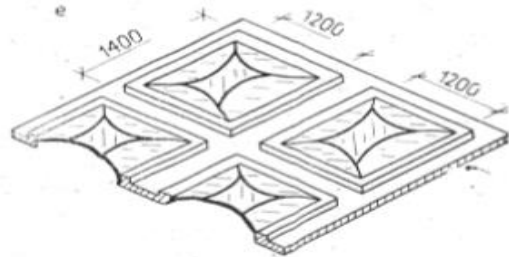
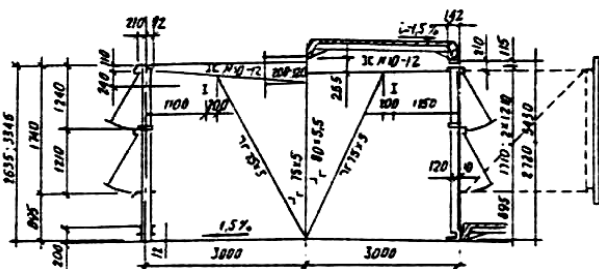
За призначенням ліхтарі розподіляють на світлоаераційні, аераційні та світлові.

Тип ліхтарів та їх конструктивне рішення приймають з урахуванням потрібних параметрів середовища приміщення, кліматичних умов району будівництва, тощо.

У курсовому проекті застосовуються світлоаераційні ліхтарі шириною 6 та 12 м, подвійні. Висота скла 1750 мм, відкриваються на кут до 70° від вертикалі приладами з електричним приводом.

Ліхтарі розміщують паралельно поздовжньої осі будівлі. З метою зручності експлуатації та за пожежними вимогами довжина ліхтарів повинна бути не більше 84 м. Якщо потрібна більша довжина, то ліхтарі влаштовують з розривами, величину яких приймають рівною або кратною кроку кроквяних конструкцій. За тим же міркуванням ліхтарі не доводять до торцевих стін на 6 м. Для приміщень з прольотами 12 і 18 м застосовують ліхтарі шириною 6 м, для приміщень з більшими прольотами – шириною 12 м. Каркас ліхтаря складається з поперечних сталевих рам та поздовжніх елементів. До останніх відносять: бортові плити, прогони для кріплення елементів заповнення світлових прорізів, елементи покриття та зв'язки.

Покриття ліхтаря влаштовують однаковим з покриттям будівлі.



а)б)

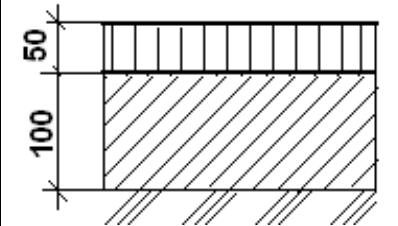
Рисунок 5 – а) Ліхтар при ширині 6 м; б) Zenітний ліхтар при ширині плити 1,5 м.

1.5.13 Підлоги

При виборі виду і конструкції підлоги виходять з характеру виробничих дій на неї і забезпечення довговічності й експлуатаційної надійності підлоги. Основними конструктивними елементами підлог є покриття, підстильний шар, прошарок, стяжка, гідроізоляція і основа. Підлоги проектуються відповідно призначенню приміщень, в залежності від характеру впливу на підлогу або спеціальних вимог до нього.

Склад підлоги, матеріал та товщину шарів кожного виду підлоги вказано в експлікації підлог та на кресленнях (табл. 9).

Таблиця 9 – Експлікація підлог

Схема підлоги або, тип підлоги за серією	Дані елементів підлоги (назва, товщина, основа тощо), мм	Площа, м ²
	Асфальтобетон - 50 Бетонна підготовка - 100 Грунт ущільнений щебенем	3744

1.5.14 Опорядження будівлі

Зовнішнє опорядження будівлі складається із розшивки швів так як панелі доставляються на будівельний майданчик повного заводського ґатунку із зовнішнім фактурним шаром 20 мм з цементного розчину.

На будівельному майданчику шви герметизуються та зачеканюються цементним розчином.

Внутрішнє опорядження – вапняне фарбування стін, колон та стель.

1.6 Розрахунок природного освітлення

Глибина приміщення $B = 36$ м; висота приміщення $H = 24,4$ м; розряд роботи зору – IV; ліхтарі – подвійні; засклення – листове. Площа засклення $S=2114,3$ м²

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

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

1. Нормований коефіцієнт природного освітлення:

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

де m – коефіцієнт світлового клімату;

c – коефіцієнт сонячності;

e – нормований коефіцієнт природного освітлення.

2. Площа засклення:

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

де $S_n=3708\text{м}^2$ - площа підлоги;

$k_3 = 1,5$ - коефіцієнт запасу;

$\eta_0 = 14$ - світлова характеристика вікна;

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

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

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

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

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

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

$\kappa_{30} = 1$ - коефіцієнт, що враховує затінення вікон протилежними спорудами;

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

Для визначення r_1 знаходять середній коефіцієнт відбиття:

$$\rho_{cp} = \frac{0,5\rho_1S_1 + \rho_2S_2 + \rho_3S_3}{S_1 + S_2 + S_3} = 0,397;$$

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

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

1.7 Теплотехнічний розрахунок

Район будівництва – м. Миколаїв. Температура повітря найбільш холодної п'ятиднівки $t_H = -21^0\text{с}$

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

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

Попередньо приймемо панелі з аглопоритобетону: $\gamma = 1200\text{кг} / \text{м}^3$, $\delta = 200\text{мм}$, $R = 0,74\text{м}^2 \cdot \text{K} / \text{Вт}$, $\lambda = 0,46$

Опір теплопередачі огороження:

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

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

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

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

$R_0 \geq R_{TP}$.

Параметри прийнятої конструкції відповідають умовам експлуатації та розрахунковій температурі.

2. Розрахунок плити 3 x 6 м

2.1 Вихідні данні

Потрібно запроєктувати ребристу панель 3x6м для теплого без горищного покриття будівлі по двосхилій балці з постійним ухилом, прольотом 18м.

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

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

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

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

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

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

З врахуванням γ_{b2} розрахункові опори:

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

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

Напружувана арматура-стержнева термічно зміцнена класу Ат- IV.

$$R_{s,n} = 590 \text{ МПа} = 59 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

$$R_s = 510 \text{ МПа} = 51 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

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

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

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

Напруження для стержневої арматури приймаємо:

$$\sigma_{sp} = 0.95R_{s,ser} = 0.9 \cdot 59 = 53.1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \text{ (для механічного способу на тяжіння арматури)}$$

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

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

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

Ребриста панель відноситься до III категорії вимог до тріщиностійкості конструкції.

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

Максимально допустимий прогин елементів покриття при прольотах

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

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

2.2 Призначення розмірів плити

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

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

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

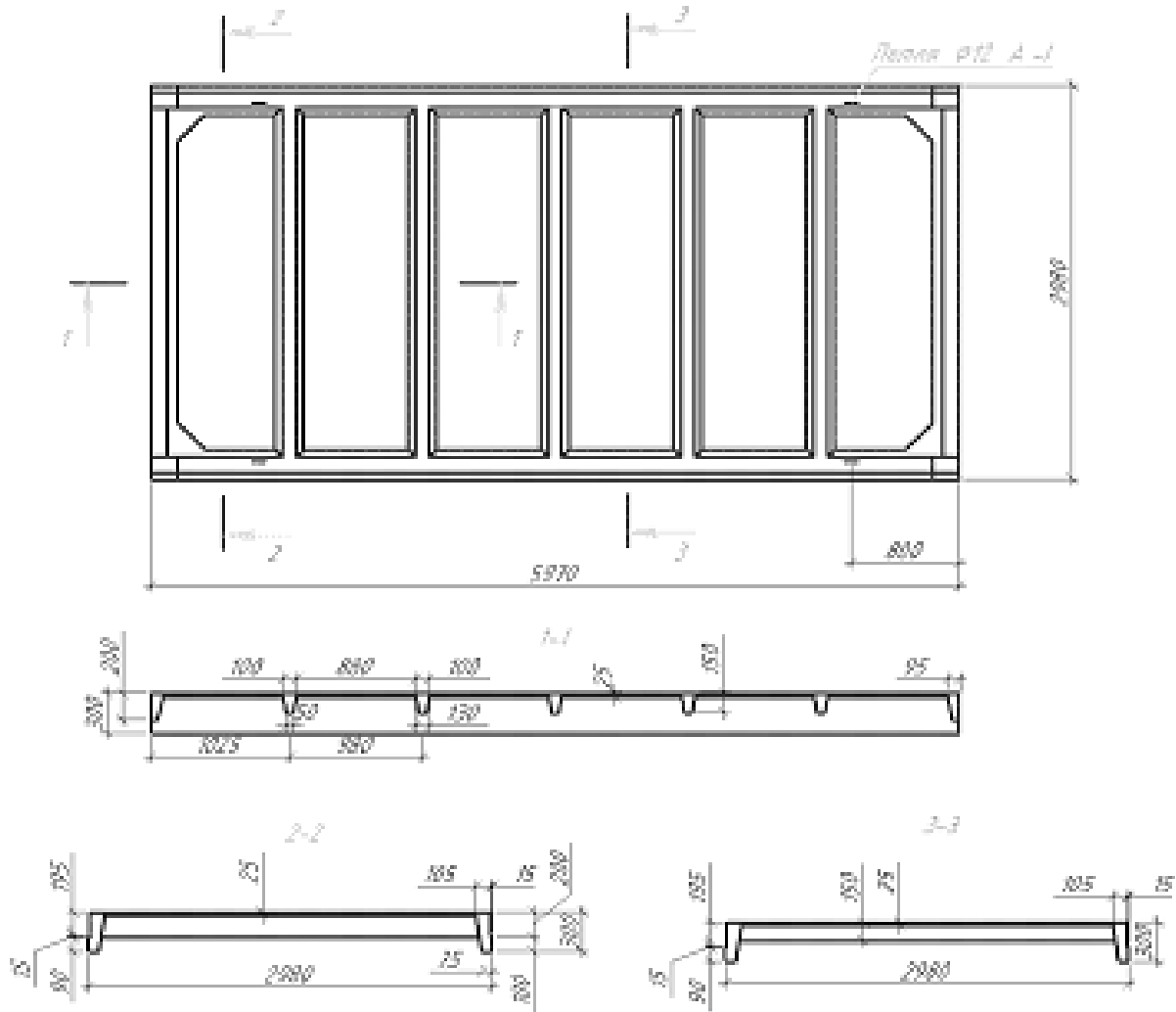


Рис. 1. Опалубочне креслення ребристої панелі 3х6 м

Таблиця навантажень			
Вид навантаження	Характеристичне кН/м ²	Коеф надійності за навантаженням γ_f	Граничне кН/м ²
Постійне			
трьохшаровий рубероїдний килим на мастиці	0,15	1,2	0,18
цементна стяжка 2см 0,02 * 20	0,4	1,3	0,52
утеплювач - пінобетонні плити 12 см	0,6	1,2	0,72
пароізоляція-два шари пергаміну на мастиці	0,1	1,2	0,12
ребриста панель з приведеною товщиною 5,3см	1,33	1,1	1,46
Σ	2,58		3
Змінне			
Тимчасове від снігу довготривале (30%)	0,24	1,04	0,25
Короткочасне від снігу	0,56	1,04	0,58
Від пилу	0,2	1,2	0,24
$P_n =$	3,58	$P =$	4,07

2.3 Розрахунок полиці

Розрахункове навантаження на 1м² полиці:

- Постійне:

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

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

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

- Повне:

$$P_1 = g_1 + g_2 + S = 1,54 + 0,69 + 1,07 = 3,3 \text{кН} / \text{м}^2$$

В розрахунку згинального моменту в полиці, розглядаємо її як багатопролітну нерозрізну балку та враховуємо перерозподіл зусиль, викликаний пластичними деформаціями. Крім того, враховуємо коефіцієнт надійності $\gamma_n = 0,95$ згідно з призначенням будівлі:

$$M = \frac{P_1 \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n}{11} = \frac{3,3 \cdot 0,88^2 \cdot 0,95}{11} = 0,221 \text{кНм} = 22,1 \text{кН} \cdot \text{см}$$

l_0 – відстань між поперечними ребрами в простві.

Корисна товщина полки плити:

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

Знаходимо α_m при $b=100$ см:

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

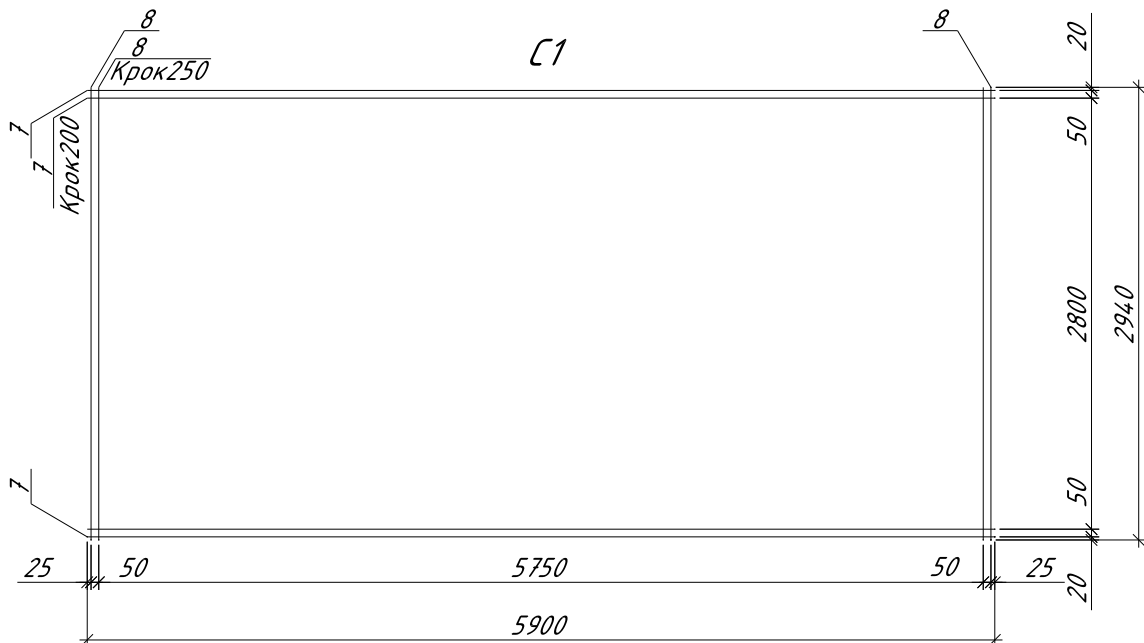
Площа перерізу арматури Вр-I на полюсу 1м:

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

Приймаємо сітку C1(рис. 2):

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

З площею перерізу поздовжньої арматури на 1 м при кроці стержнів 200 мм $A_s = 4 \cdot 0,126 = 0,504 \text{ см}^2$, де 0,126 - площа перетину стержня діаметром 4 мм.



2.4 Розрахунок поперечних ребер

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

Постійне навантаження з урахуванням ваги 1м ребра:

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

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

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

Згинальні моменти у прольоті та на опорі:

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

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

Поперечна сила:

$$Q = \frac{p_2 l_0 \gamma_n}{2} = \frac{3,71 \cdot 2,9 \cdot 0,95}{2} = 5,1 \text{кН}$$

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

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

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b \cdot h_0^2} = \frac{185}{1,95 \cdot 0,9 \cdot 98 \cdot 12,5^2} = 0,008$$

$$\eta = 0,995$$

$$\xi = 0,01$$

уточняєм:

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

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

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

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

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

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

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

$$0,6 R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,11 \cdot 0,9 \cdot \frac{5+10}{2} \cdot 12,5 = 6,19 \text{кН} > Q = 5,1 \text{кН}$$

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

2.5 Розрахунок повздовжніх ребер

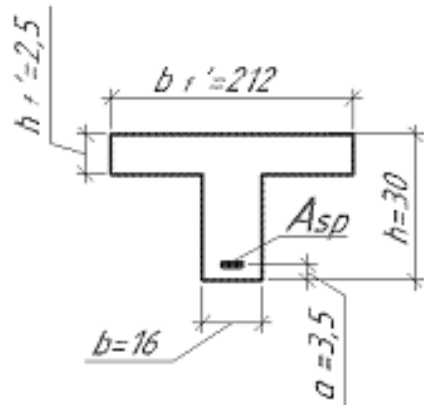
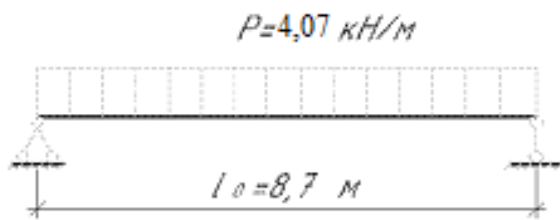
Розрахунковий проліт панелі при ширині опори 10см.

$$l_0 = l - 2 \frac{10}{2} = 587 \text{см}$$

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

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

$$\text{Розрахункова ширина полиці таврового перерізу: } b_f' = \frac{l_0}{6} \cdot 2 + b = \frac{587}{6} \cdot 2 + 16 = 212 \text{см}$$



Максимальний згинальний момент:

$$M = \frac{p \cdot l_0^2 \cdot b_n \gamma_n}{8} = \frac{4.07 \cdot 5.87^2 \cdot 3 \cdot 0.95}{8} = 49.96 \text{ кН} \cdot \text{м} = 4996 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

b_n -номінальна ширина панелі.

Робоча висота ребра: $h_0 = h - a = 30 - 3.5 = 26.5 \text{ см}$

Розраховуємо випадок таврового перерізу:

$$M \leq R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0.5 h_f')$$

$$M = 4996 \text{ кН} \cdot \text{см} < 1.55 \cdot 0.9 \cdot 212 \cdot 2.5 (26.5 - 0.5 \cdot 2.5) = 20742 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Отже умова забезпечується.

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

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{5400}{1.55 \cdot 0.9 \cdot 212 \cdot 26.5^2} = 0.022$$

$$\xi = 0.023; \gamma_{s6} = 1.2$$

Необхідна площа перерізу арматурою арматури класу Ат-IV ($R_s = 51 \text{ кН/см}^2$) при $\gamma_{s6} = \eta = 1.2$:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot b_f' \cdot h_0 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = \frac{0.023 \cdot 212 \cdot 26.5 \cdot 1.55 \cdot 0.9}{1.2 \cdot 51} = 3.27 \text{ см}^2$$

Приймаємо **2 Ø 16 Ат-IV**, $A_s = 4.02 \text{ см}^2$ і розміщуємо по одному стержню в кожному ребрі.

$$\text{Коефіцієнт армування: } \mu = \frac{A_{sp}}{b \cdot h_0} = \frac{4.02}{16 \cdot 26.5} = 0.0095$$

$$\text{Процент армування: } \mu\% = \mu \cdot 100 = 0.95\% > 0.05\%$$

Розрахунок міцності по перерізам, нахиленим до повздовжньої вісі.

Поперечна сила в опорних перерізах повздовжніх ребер:

$$Q = 0.5 \cdot b_n \cdot p \cdot l_0 \cdot \gamma_n = 0.5 \cdot 3 \cdot 4.07 \cdot 5.87 \cdot 0.95 = 34.04 \text{ кН}$$

Вплив зв'язів стиснутої полиці:

$$\varphi_f = \frac{0.75(3h_f')h_f'}{b \cdot h_0} = \frac{0.75 \cdot 3 \cdot 2.5 \cdot 2.5}{16 \cdot 26.5} = 0.03 < 0.5$$

$$B = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f) R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 = 2(1 + 0.03) \cdot 0.11 \cdot 0.9 \cdot 16 \cdot 26.5^2 = 2546.1 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

В розрахунковому нахиленому перерізі:

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

Приймаємо $c=53$ см, тоді

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

тобто поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

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

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

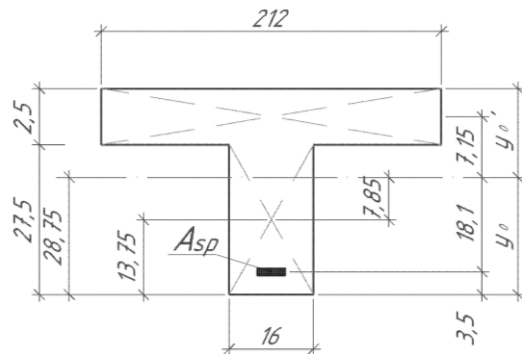
Приймаємо $s_1=15$ см, $s_2=20$ см. (де s_1 та s_2 приймаються кратні 5 см в бік зменшення)

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

2.6 Розрахунок панелі на утворення тріщин

Геометричні характеристики приведенного перерізу:

Коефіцієнт приведення для напруженої арматури $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19000}{2900} = 6.55$



Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = \sum A_{bi} + \alpha \cdot A_{sp} = 212 \cdot 2,5 + 27,5 \cdot 16 + 6,55 \cdot 3,08 = 990 \text{ см}^2$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{red} = \sum S_{bi} + \alpha \cdot S_{sp} = 212 \cdot 2,5 \cdot 28,75 + 27,5 \cdot 16 \cdot 13,75 + 6,55 \cdot 3,08 \cdot 3,5 = 21358 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані перерізу до центра ваги:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{21353,58}{988,88} = 21,6 \text{ см}$$

Відстань від верхньої грані перерізу до центра ваги:

$$y_0' = h - y_0 = 30 - 21,6 = 8,4 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$I_{red} = \sum I_{bi} + \alpha \cdot A_{sp} (y_0 - a)^2 = \frac{212 \cdot 2,5^3}{12} + 212 \cdot 2,5 \cdot 7,15^2 + \frac{16 \cdot 27,5^3}{12} + 16 \cdot 27,5 \cdot 7,85^2 + 6,55 \cdot 3,08 \cdot 18,1^2 = 88822 \text{ см}^4$$

Ексцентриситет прикладання сил обтиску:

$$e_{op} = y_0 - a = 21,6 - 3,5 = 18,1 \text{ см}$$

Визначення втрат попереднього напруження арматури.

Перші втрати напруження:

-від релаксації напруг в арматурі:

$$\sigma_1 = 0.03 \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 53,1 = 1,59 \text{кН} / \text{см}^2$$

-від різниці температур напружуваної арматури і натяжних пристроїв(при $\Delta t=65^{\circ}\text{C}$):

$$\sigma_2 = 1.25 \cdot \Delta t = 1.25 \cdot 65 = 81,3 \text{МПа} = 8,13 \text{кН} / \text{см}^2$$

-від деформації анкерів:

$$\sigma_3 = E_s \frac{\lambda}{l} = 19000 \frac{0,2}{700} = 5,43 \text{кН} / \text{см}^2$$

-від швидкоплинної повзучості:

$$p_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_5) = 3,08(53,1 - 1,59 - 8,13 - 5,43) = 116,89 \text{кН}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{p_1}{A_{red}} = \frac{116,89}{990} = 0,12 \text{кН} / \text{см}^2 \text{ при :}$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,12}{2,1} = 0,057 < \alpha = 0,25 + 0,25 \cdot R_{bp} = 0,78$$

$$\sigma_4 = 0,85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,057 = 1,94 \text{МПа} = 0,19 \text{кН} / \text{см}^2$$

Перші втрати дорівнюють:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 = 1,59 + 8,13 + 5,43 + 0,19 = 15,34 \text{кН} / \text{см}^2$$

Другі втрати:

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

-від повзучості бетону:

$$p_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 3,08(53,1 - 15,34) = 116,3 \text{кН}$$

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

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

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

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

Другі втрати дорівнюють:

$$\sigma_{los2} = \sigma_5 + \sigma_6 = 3,5 + 0,64 = 4,14 \text{кН} / \text{см}^2$$

Повні втрати:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 15,91 + 4,14 = 19,48 \text{кН} / \text{см}^2$$

Сила обтиску при:

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

Момент опору перерізу відносно нижніх волокон:

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

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

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

Пружнопластичний момент опору перерізу з полицею в стиснутій зоні:

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

Згинаючий момент при утворенні тріщини:

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

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

Момент від повного нормативного навантаження:

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

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

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

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

Приріст напруг в розтягнутій арматурі від дії повного навантаження:

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

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

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

$$e_{sw} = 0$$

Від дії тривалого навантаження:

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

Потім визначається ширина розкриття тріщин від короткочасної дії повного навантаження:

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

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

Ширина розкриття тріщин від постійної і тимчасової тривалого навантаження:

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

$$\varphi_l = 1,5$$

$$\text{де } \delta = \eta = 1.$$

Нетривала ширина розкриття тріщин:

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

Довготривала ширина розкриття тріщин:

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

2.7 Розрахунок панелі за прогином

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

$$P = N_{tot} = 103,5 \text{кН}$$

$$z_1 = 25,25 \text{см}$$

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

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

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

$$l_0 = 587 \text{см}$$

$$M_{rp} = 2235,6 \text{кНсм}$$

$$\gamma_{SP} = 1$$

$$W_{pl} = 7196 \text{см}^3$$

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

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

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

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

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

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

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

Кривизна вісі при згині:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{\lambda_b E_b A_b} \right] - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_0 E_s A_{sp}} =$$
$$= \frac{3535}{26,5 \cdot 25,25} \left[\frac{0,48}{19000 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 3250 \cdot 530} \right] - \frac{103,5 \cdot 0,48}{26,5 \cdot 19000 \cdot 3,08} = 3,24 \cdot 10^{-5} \frac{1}{\text{см}}$$

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

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

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

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

Це означає, що деформативність плити задовольняє вимогам ДБН.

2.7 Перевірка панелі на монтажні навантаження

Панель має 4 монтажні петлі, виготовлені зі сталі А-III. Ці петлі встановлюються у продольних ребрах панелі на відстані 0,8 метра від торця. Під

час перевезення панелі також використовуються підкладки, розміщені на такій самій відстані $l_0=0,8$ метра. З урахуванням коефіцієнта динамічності $\gamma_1 = 1,5$, ми розраховуємо навантаження, спричинене власною вагою панелі:

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

b_k - конструктивна ширина панелі

Від'ємний згинальний момент консольної частини панелі:

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

Цей момент сприймається повздовжньою монтажною арматурою каркасів – 2 Ø8А- III.

При $z_1 = 0,9h_0$ потрібна площа перерізу вказаної арматури:

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

$$A_s = 1,01 \text{см}^2.$$

Розрахунок підйомних петель:

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

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

l_k - конструктивна довжина панелі

Площа перерізу арматури петлі:

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

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

2.8 Конструювання панелі

При розрахунку полки підібрана сітка:

$$\frac{4Bp - I - (x200) + 100}{4Bp - I - (x250) + 100} \cdot 2940 \cdot 5900 \frac{\text{С1}}{20}$$

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

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

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

3. ТЕХКАРТА НА УЛАШТУВАННЯ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ФУНДАМЕНТІВ

Додаткові вихідні дані:

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

3.1 Проектування фундаментів

Розташування фундаментів будівлі планується з урахуванням утворення деформаційних (температурних) швів, що призводить до поділу промислової каркасної будівлі на стандартизовані секції, кожна з яких має довжину не більше 60 або 72 метрів.

Для визначення розмірів фундаментів ми звертаємося до додатку 7.3, де вказано розміри бази залізобетонних колон. В цілях спрощення розрахунків у цій роботі ми припускаємо, що всі колони будівлі мають однакові розміри, відповідні до першого каркасу. Висоту підколонника (h) та питому вагу арматури (g_a) беремо з додаткових вихідних даних.

Враховуючи висоту оголовка колони (H1) - 13,2 м, крок колон (a1) - 12 м і вантажопідйомність мостового крану (Q1) - 10 тонн згідно додатку 7.3, приймаємо для будівлі 52 крайні колони типу 4К132-7 з розміром бази колони 900x400 мм і 45 середніх колон типу 8К132-25 з розміром бази колони 900x400 мм.

Для визначення розмірів фундаментів будівлі також використовується Таблиця 3. За допомогою цієї таблиці приймаємо розміри фундаменту Ф-1 для крайніх та середніх фундаментів: 1-го рівня - 3,0x1,8x0,45(h) метри, розмір 2-го рівня - 2,1x1,8x0,45(h) метри, розмір підколонника - 1,5x1,2x0,8(h) метри, глибина стакану - 0,9 метри (див. рис. 1).

Рис. 1 План фундаментів

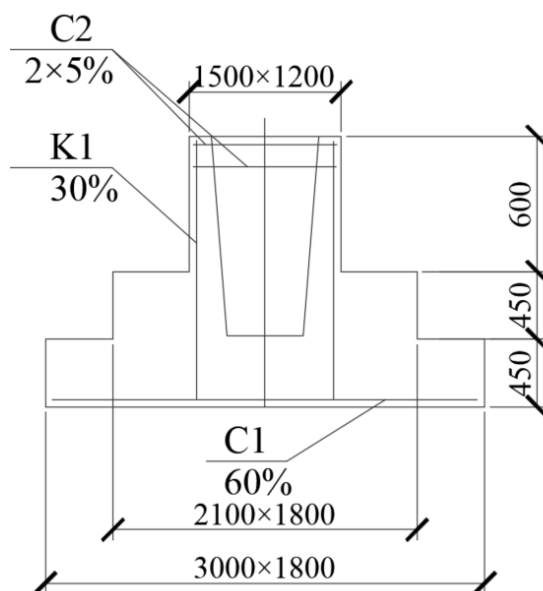


Рис. 1 Схема фундаменту.

1. Визначення обсягів робіт

1. Площа щитів опалубки на Ф-1.

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

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

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

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

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

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

2. Загальна площа щитів.

Щитів площею до 1 м²

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

Щитів площею від 1 м² до 2 м²

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

Щитів площею більше 2 м²

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

3. Об'єм бетону Ф-1

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

4. Маса арматури.

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

Маса сіток (каркасу).

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

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

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

Загальна кількість сіток та каркасів.

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

5. Площа підмосток.

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

0,7 × 1 - розміри підмосток, м

6. Догляд за бетоном.

7.1 Площа поверхонь, що укривають рогожею.

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

7.2 Площа поверхонь, що поливають водою.

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

12 - кількість поливів, разів.

7. Ізоляційні роботи.

8.1 Площа горизонтальних поверхонь, що ізолюють.

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

8.2 Площа вертикальних поверхонь, що ізолюють.

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

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

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

10. Основні елементи комплексу опалубки стовбчастого фундаменту, включаючи раму опалубки, дерев'яні дошки, металеві балки, кріпильні елементи,

вертикальні стійки та гори, вносяться до специфікації елементів опалубки стовбчастого фундаменту, яка наведена у таблиці 2.

Табл.1

Відомість об'ємів робіт.

№ п/п	Назва процесів (операцій)	Одиниця виміру	Об'єм робіт на один елемент	Кількість фундаментів.	Загальний об'єм робіт
1	2	3	4	5	6
1	Встановлення краном арматурних сіток в горизонтальному положенні масою до 0,3 т	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,147	97	<u>97</u> 13,395
2	Встановлення вручну арматурних каркасів в вертикальному положенні масою до 100 кг	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,074	97	<u>97</u> 6,745
3	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	<u>шт.</u> т	<u>2</u> 0,026	97	<u>194</u> 2,28
4	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S від 1 м ² до 2 м ² S більш 2 м ²	м ² м ² м ²	7,05 5,1 2,8	97 97 97	683,85 494,7 271,6
5	Збірка, переставляння підмостків.	м ²	1,4	97	135,8
6	Бетонні роботи	м ³	5,09	97	523,8
7	Укривання поверхонь рогожею	м ²	5,4	97	598,5
8	Поливання поверхні водою	м ²	64,8	97	6285,6
9	Фарбувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	м ² м ²	3,6 12,15	97 97	349,2 1178,55

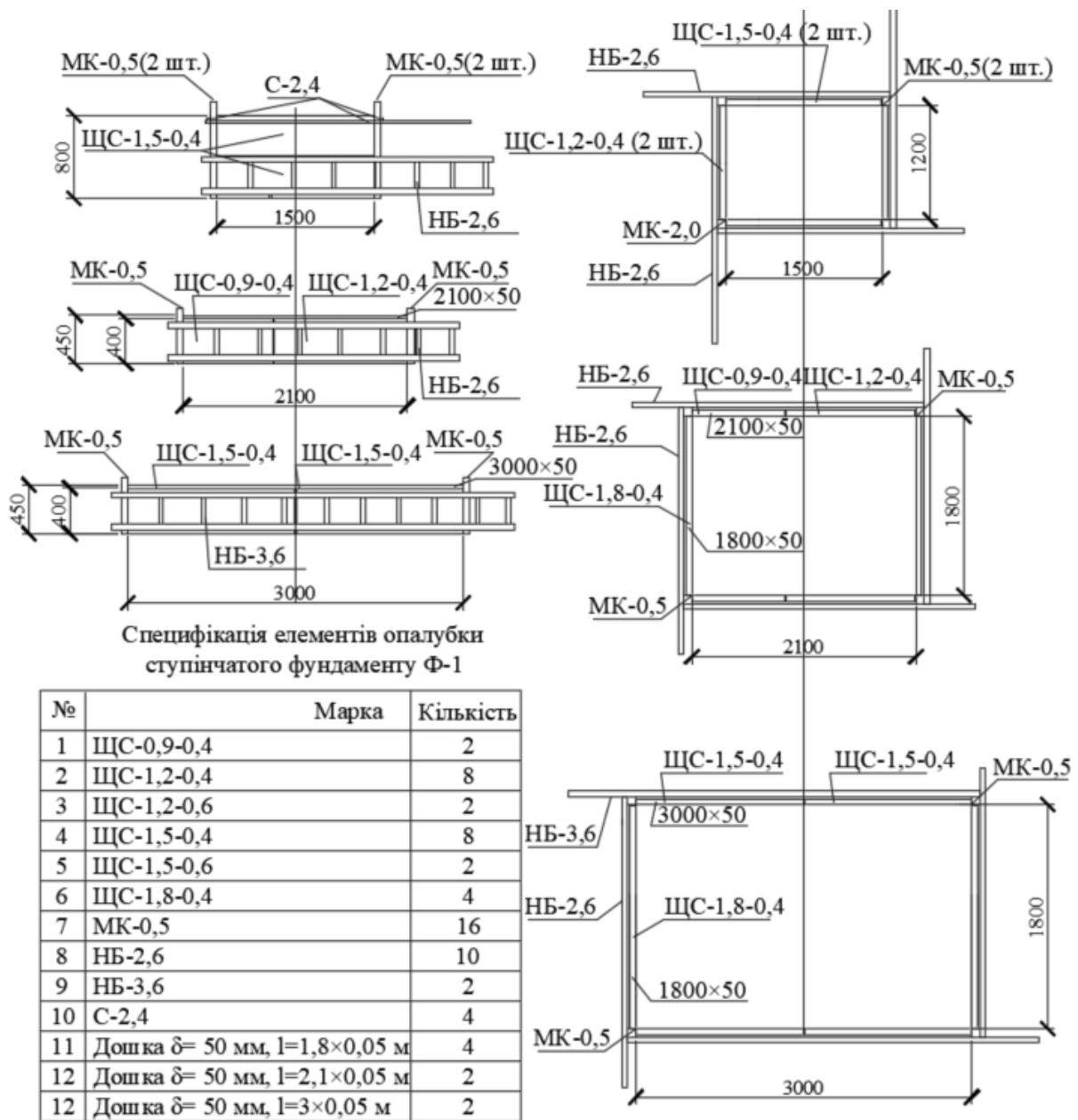


Рис. 3 Маркувальна схема ступінчастого фундаменту зі специфікацією елементів опалубки

3.2 Вибір методів виконання робіт та засобів механізації

1.Змінний виробіток бригади бетонників на укладання бетонної суміші.

$$V_{ном} = a/H_{ч} = 1/0,33 = 3,03 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де a – одиниця виміру роботи [1];

$H_{ч}$ – норма часу роботи [1].

2.Необхідна інтенсивність подачі бетонної суміші ведучим механізмом.

$$I_{ном} = V_{ном} \cdot k_n / k_{ч} = 3,03 \cdot 1,2 / 0,9 = 4,04 \text{ м}^3/\text{год.}$$

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

$k_{ч}$ - коефіцієнт використання машин за часом, приймається 0,9.

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

4. Висота підймання гаку

$$H_{nom}=h_m+h_z+h_e+h_c=1,7+1+1,31+1,85=5,86 \text{ м}$$

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

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

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

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

5. Виліт стріли

$$l_e=B/2+1,5=3/2+1,5=3 \text{ м}$$

де B – ширина фундаменту, м;

1,5 – розмір робочої зони, м.

6. Вантажопідйомність гаку

$$g=2,45+0,064=2,514 \text{ т}$$

7. Довжина стріли

$$L_c = \sqrt{(l_B - l_{ш}) + (H_{пот} - h_{ш} + h_{п})^2} = \sqrt{(3 - 1,5)^2 + (5,86 - 1,5 + 1,5)^2} = 6,05 \text{ м}$$

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

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

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

9. Для доставки бетонної суміші на об'єкт приймаємо АБЗ марки СБ-69 з об'ємом виходу $V_{mp.}=2,5$ м³.

10. Приймаємо середню швидкість руху АБЗ по асфальтовій дорозі 30 км/год., час завантаження $t_z=0,1$ год., час розвантаження $t_p=0,2$ год.

11. Час укладання суміші, що доставляється АБЗ.

$$t_y=V_{mp}/(I_{nom} \cdot K_q^{mp})=2,5/(4,04 \cdot 0,9)=0,67 \text{ год.}$$

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

12. Тривалість доставки бетонної суміші автотранспортом.

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

$$t_d^1 = L_{nom}/V_c=12/15=0,8 \text{ год.}$$

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

V_c – середня швидкість руху, км/год.

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

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

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

t_y - тривалість укладання бетонної суміші із однієї машини з об'ємом виходу

V_{mp} , год.;

t_3 - тривалість завантаження суміші на бетонно-розчинному вузлі, год. Приймається $t_3 = 0,1$ год. для АС і $t_3 = 0,2$ для АБВ і АБЗ;

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

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

13. Тривалість робочого циклу АБЗ складає

$$t_u^{mp} = t_3 + 2 L_{nom} / V_c + t'_p = 0,1 + 2 \cdot 12 / 15 + 0,2 = 1,9 \text{ год.}$$

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

- в бадді $t'_p = 0,1$ год.;

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

- при розвантаженні в бункер бетоноукладача:

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

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

14. Потрібна кількість АБЗ складає

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

Приймаємо 3 АБЗ.

15. Для ущільнення суміші в сходині висотою $h_c = 0,45$ м приймаємо вібратор з гнучким валом ВЕРБ-79 з довжиною робочої частини $L_g = 0,5$ м і радіусом дії $R_g = 0,25$ м. Приймаємо рухливість суміші $OK = 2$ см, при цьому $K_p = 1$.

16. Продуктивність вібратора складає

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

де R_g - радіус дії вібратора, м (табл. 6);

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

17. Час схоплювання бетону

$$t'_{cx} = t_{cx} - (t_3 + L_{nom} / V_c + t_y) = 1,7 - (0 + 0 + 0,67) = 1,03 \text{ год.}$$

18. Площа блоку бетонування

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

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

Приймаємо 1 вібратор.

3.3 Калькуляція на зведення монолітних залізобетонних фундаментів

Табл. 9

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

шлангу за один раз									
Зняття з бетонної поверхні роґожі	E4-1-54 п.12	100 м ²	5,4	0,22	1,19	3,7	19,98	бетонник 2р.	1
Фарбувальна гідроізоляція розрідженим бітумом вручну вертикальних поверхонь	E11-37	100 м ²	11,79	9,38	110,59	173,15	2041,44	ізолювальник 4р. 2р.	1 1
Те ж, горизонтальних	E11-37	100 м ²	3,49	5,18	18,08	95,62	333,71	ізолювальник 4р. 2р.	1 1
Разом					1492,45		23857,44		
Інші роботи	15%				223,87				
Всього					1716,32				

3.4 Техніко-економічне порівняння варіантів

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

Для автокрану КС-2561Е (1 варіант механізації)

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

Для автокрану КС-2561Е

$C_{\text{маш.-год.}} = 27,7$ грн.

Для автобетонозмішувача СБ-69

$C_{\text{маш.-год.}} = 33,68$ грн.

2. Собівартість зведення залізобетонних фундаментів

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

3. Собівартість укладання 1 м³ бетону

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

Для гусеничного крану МКГ-6,3 (2 варіант механізації)

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

Для автокрану МКГ-6,3

$C_{\text{маш.-год.}} = 31,66$ грн.

Для автобетонозмішувача СБ-69

$C_{\text{маш.-год.}} = 33,68$ грн.

2. Собівартість зведення залізобетонних фундаментів

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

$$\times \left(\frac{48,5 + 41,9}{4} + \frac{42,64 + 172,85}{2} \right) + 33,68 \times \frac{42,64 + 172,85}{2} \times 3)) +$$

$$+ 1,5 \times 27275,25 = 61719,75 \text{ грн.}$$

3. Собівартість укладання 1 м³ бетону

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

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

4. Трудомісткість влаштування 1 м³ бетонного фундаменту.

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

3.5 Заходи з техніки безпеки та охорони праці

Необхідно забезпечити безпеку виробництва робіт шляхом:

- Вибору відповідної технологічної оснастки та раціонального її використання.
- Організації безпечних робочих місць та підготовки їх до проведення робіт.
- Застосування засобів захисту працюючих.
- Проведення медичного огляду осіб, які працюють на об'єкті.
- Навчання та перевірка знань робочого персоналу щодо техніки безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт.

Особлива увага має бути приділена таким питанням:

- Використання способів стропування, які забезпечують правильне розташування елементів конструкцій.
- Забезпечення стабільності елементів під час їх переміщення за допомогою гнучких відтяжок.
- Заборона перебування людей під монтуємими елементами до їх установки та закріплення.
- Збереження безпечної відстані між переміщуваними вантажами і конструкціями або перешкодами.
- Проведення монтажу та демонтажу опалубки під наглядом компетентного технічного персоналу.
- Уникання контакту арматури з вібратором.

При роботі на висоті понад 1,5 метра всі робітники повинні користуватися запобіжними поясами з карабінами.

Розбирання опалубки може розпочинатися лише після досягнення необхідної міцності розпалубки бетоном та отримання дозволу виконавця робіт. Під час розбирання опалубки слід уникати пошкодження бетонної поверхні.

Робочі місця електрозварювальників мають бути огорожені спеціальними переносними огороженнями. Перед початком зварювальних робіт необхідно перевірити стан ізоляції зварювальних проводів та електродотримачів, а також з'єднання всіх контактів. При перервах у роботі електрозварювальні установки мають бути відключені від мережі.

Вантажно-розвантажувальні роботи, складування та монтаж арматурних каркасів повинні виконуватись з використанням відповідного такелажного обладнання та додержуючись заходів, що забезпечують безпеку від падіння, ковзання та втрати стійкості вантажів.

Очищення лотка автобетонозмішувача від залишків бетонної суміші слід здійснювати тільки при зупиненому механізмі.

3.6 Контроль якості робіт

1. Під час контролю якості робіт слід керуватися вимогами СНіП 3.02.01-87. Для цього проект виробництва робіт повинен бути розроблений на основі проекту і робочої документації, що стосуються будівництва монолітних стовбчастих залізобетонних фундаментів.
2. У складі проекту виробництва робіт необхідно розробити такі елементи:
 - Технологічні схеми і методи виконання робіт.
 - Календарний план виконання робіт.
 - Рішення з техніки безпеки під час виконання робіт.
 - Графік роботи машин на будівельному майданчику.
 - Пояснювальна записка до проекту виробництва робіт.
3. Під час арматурних робіт слід здійснювати наступний контроль:
 - Відповідність арматурних стрижнів і сіток проекту або відповідному посвідченню.
 - Відхилення розмірів елементів арматури від проекту, а також товщини захисного бетонного шару.
 - Зміщення арматурних виробів у опалубці та відхилення вертикальних каркасів від проектних осей.
4. При опалубкових роботах необхідно перевірити:
 - Наявність комплектів опалубки та правильне маркування елементів.
 - Відхилення осей опалубки від проектного положення.
 - Відхилення площини опалубки від вертикалі на всю висоту фундаменту.
5. Під час укладання бетонної суміші слід контролювати:
 - Склад та рухливість бетонної суміші.
 - Товщину шарів бетонування.
 - Ущільнення та догляд за бетоном.
6. При розпалубці слід перевірити:
 - Дотримання строків розпалублення.
 - Відсутність пошкоджень бетону.

3.7 Технологія зведення монолітних стовбчастих фундаментів

Перед початком будівельних робіт з облаштування фундаментів необхідно виконати наступні завдання: організувати систему відведення поверхневих вод з майданчика, підготувати під'їзні автодороги, позначити маршрути руху механізмів та місця для складування, укрупнення арматурних сіток і опалубки, підготувати необхідне монтажне обладнання і пристосування. Також необхідно доставити арматурні сітки, каркаси та комплекти опалубки у необхідній кількості. Важливим етапом є підготовка під фундаменти і проведення геодезичного розбивання осей та розмітка положення фундаментів відповідно до проекту. Крім

того, на поверхню бетонної підготовки наносяться фарбові ризики, які визначають положення робочої площини щитів опалубки.

Арматурні роботи включають доставку арматурних елементів на будівельний майданчик за допомогою вантажівки і їх розвантаження на складських майданчиках. Перед монтажем елементів вони переміщуються до місць їх встановлення.

Автомобільний кран МКА-6,3 використовується для встановлення арматурних каркасів та сіток підшви фундаментів, які мають масу понад 50 кг. При цьому арматурні сітки підшви фундаментів укладаються на фіксатори, які забезпечують необхідний захисний шар згідно з проектом. Після влаштування опалубки для підшви фундаменту встановлюються арматурні елементи підколонника, які кріпляться до нижньої сітки за допомогою в'язального дроту.

Опалубні роботи.

Під час опалубних робіт необхідно виконати наступні етапи. Опалубку доставляють на будівельний майданчик автотранспортом у готовому комплекті, без необхідності додаткових змін та корекцій. Елементи опалубки розміщуються в зоні дії монтажного крана. Всі компоненти опалубки повинні бути збережені у відповідному положенні, розсортовані за марками та типорозмірами.

Опалубка складається з наступних складових частин: лінійні щити, які виготовлені з гнучого профілю (швелера); палуба в щитах з ламінованої фанери товщиною 12 мм; несучі елементи, такі як схватки, призначені для перенесення навантаження та з'єднання окремих щитів у панелі або блоки. Схватки виготовлені з гнучого профілю (швелера); кутові щити використовуються для з'єднання плоских щитів у замкнуті контури; монтажні кутики застосовуються для з'єднання щитів та панелей у замкнуті опалубні контури; натяжний гак використовується для кріплення схваток до щитів; кронштейни служать підставою для робочого настилу.

Монтаж та демонтаж опалубки виконуються за допомогою автомобільного крана МКА-6,3. Перед початком монтажу опалубки щити збираються в панелі на майданчику складування в наступній послідовності: збирають короб із схваток; на схватки навішують щити; на ребро щитів наносять фарбові ризики, що позначають положення осей.

Монтаж опалубки фундаментів відбувається у такому порядку: встановлюють та закріплюють панелі опалубки нижньої ступені підшви; встановлюють зібраний короб по осях і закріплюють опалубку нижньої ступені металевими штирями до основи; на ребра укрупнених панелей наносять ризики, які фіксують положення короба другої ступені фундаменту; з відступом від ризок, рівним товщині щитів, встановлюють попередньо зібраний короб другої ступені; остаточно встановлюють короб другої ступені; у тій же послідовності встановлюють короб третьої ступені; на ребра укрупнених панелей верхнього короба наносять ризики, що фіксують положення короба підколонника; встановлюють короб підколонника; встановлюють та закріплюють опалубку вкладишів.

Демонтаж опалубки дозволяється проводити згідно зі стандартами після досягнення бетоном необхідної міцності та за згодою виконавця робіт. Демонтаж

здійснюється у зворотному порядку монтажу. Після зняття опалубки необхідно: провести візуальний огляд опалубки; очистити всі елементи опалубки від прилиплого бетону; змастити палуби, перевірити та намастити гвинтові з'єднання.

Бетонні роботи

Перш ніж починати укладання бетонної суміші, необхідно виконати наступні етапи: перевірити правильність встановлення арматури та опалубки, усунути всі дефекти опалубки, перевірити наявність фіксаторів для забезпечення необхідної товщини захисного шару бетону, прийняти всі конструкції та їх елементи, до яких після бетонування неможливий доступ для перевірки, очистити опалубку та арматуру від сміття, бруду та іржі, перевірити роботу механізмів, стан пристосувань, оснастки та інструментів.

Для доставки бетонної суміші на будівельний об'єкт планується використати три автобетонозмішувачі СБ-69. Бетон буде подаватися на місце укладання за допомогою автокрана з баддю об'ємом 0,8 м³.

Процес бетонування фундаментів включає наступні етапи: прийом і подача бетонної суміші, укладання і ущільнення бетону, догляд за бетоном.

Бетонування фундаментів виконується в два етапи: спочатку бетонується башмак фундаменту і підколонник до відмітки низу вкладиша, а потім бетонується верхня частина підколонника після установки вкладиша.

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

Після укладання бетону в опалубку необхідно створити сприятливі умови для його твердіння, контролюючи температуру та вологість. Горизонтальні поверхні фундаменту покривають вологою мішковиною та періодично зволожують протягом усього терміну затвердіння.

4.1 ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ТА ВИБІР МЕТОДІВ ВИКОНАННЯ РОБІТ

Будівля одноповерхова промислова каркасна, з трьома прогонами, 2-ма поздовжньо з'єднаними та 1-го торцевого. Перший прогоном $L_1=12$ м, довжиною $V_1=96$ м, з відміткою оголовку колон $H_1=10,8$ м, кроком колон $a_1=6$ м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1=16$ т, другий та третій $L_2/L_3=18$ м, довжиною $V_2/V_3=72$ м, з відміткою оголовку колон $H_2/H_3=14,4$ м, кроком колон $a_2/a_3=6/12$ м, обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю $Q_2/Q_3=20/10$ т. Конструкції залізобетонні: колони крайніх рядів, фахверкові для першого прольоту суцільного прямокутного перерізу, для 2, 3 прольотів колони крайніх та середніх рядів двогілкові, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, підкранові балки довжиною 6 м, кроквяні балки довжиною 12, 18 м, плити покриття ребристі 3×12 м, фундаментні балки довжиною 6 м, стінові панелі довжиною 6 м, висотою 1,8 м.

Приймаємо 3 захватки, що дорівнює кількості прольотів будівлі та мають приблизно однакові обсяги робіт.

Приймаємо наступні методи виконання робіт:

1. Земляні роботи. До початку розробки котловану зрізаємо рослинний шар. Розробку котловану виконуємо гусеничним екскаватором ЭО-4122 зі зворотною лопатою та смітною ковша $0,5 \text{ м}^3$ з частковим вивозом ґрунту у відвал. Після розробки ґрунту екскаватором виконуємо планування майданчика за допомогою бульдозера ДЗ-19 та катка ДУ-50.

2. Фундаментні роботи. Влаштуємо монолітні залізобетонні фундаменти за схемою бетонування кран-баддя (автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м); влаштування монолітних фундаментів під обладнання (КС-2561Е).

3. Монтажні роботи. Одноповерхову промислову будівлю монтуємо самохідними стріловими кранами на гусеничному ході. Першим монтажним потоком встановлюємо колони за допомогою крану КС – 7361, другим — підкранові балки (КС – 7361), третім — конструкції покриття: кроквяні балки і ферми, плити покриття (КС – 7362), четвертим — стінові панелі (МКТ-6-45). Монтаж конструкцій виконуємо з попередньою розкладкою біля місць монтажу. Елементи каркасу монтуються вздовж прольотів будівлі методом вільного піднімання (окрім монтажу колон, який виконуємо методом обертання "в просторі"), при якому конструкції наводять на опори в процесі їх вільного переміщення.

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

Таблиця 1.1. Специфікація збірних елементів

№ за/п	Назва елементів	Марка елемента	кількість шт.	Розміри, м			Об'єм, м ³		Маса, т	
				довжина	ширина	товщина	одного елемента	усіх	одного елемента	усіх
1	Колона крайнього ряду	ЗК108-3 ЗКД144	36 28	11,85	0,7	0,4	2,88	103,68	7,2	259,2
				15,57	1,4	0,5	5,87	164,36	14,7	411,6
2	Колона середнього ряду	ЗКД144	14	15,57	1,4	0,6	7,41	103,74	18,5	259
3	Фахверкова колона	2КФ109-1 3КФ145-1	2 4	10,9	0,4	0,3	1,31	2,62	3,27	6,54
				14,5	0,4	0,4	2,32	18,56	5,8	23,2
4	Підкранова балка 6 м	БКНВ6-3С	80	5,96	0,6	1,0	1,66	132,8	4,2	336
5	Кроквяна балка 12м	1БДР 12-1	18	11,96	0,24	1,39	1,9	34,2	4,7	84,6
6	Кроквяна балка 18м	БДР -18-1	28	17,96	0,32	1,64	3,4	95,2	8,5	238

7	Підкроквяна балка 12м	ПБ-12	6	11,96	0,7	1,5	4,6	27,6	12,0	72
8	Плити покриття 6×1,5 м	ПНС-10	128	5,97	1,49	0,3	0,62	79,36	1,4	331,2
9	Плити покриття 6×3 м	ПНС-1	144	5,97	2,96	0,3	1,07	154,08	2,3	896
10	Фундаментні балки бм	ФБ6-29	56	5,05	0,32	0,45	0,75	42	1,9	104,4
11	Стінові панелі 6×1,8м	ПС 6-1	492	6	0,2	1,8	0,52	255,84	1,3	639,6
12	Стійки воріт	СВ	8	3600	400	400	0,576	4,61	1,44	11,52
13	Ригелі воріт	РВ	4	4400	400	700	1,232	4,93	3,08	12,32
	Всього		1048					1223,58		3685,18

4.2 ВИЗНАЧЕННЯ ОБСЯГІВ РОБІТ

Обсяги робіт визначаються згідно основних креслень, якими виступають план, фасад, розріз, наведених додатків та розрахунків отриманих при проектуванні робіт з влаштування монолітних залізобетонних фундаментів і зведення каркасної будівлі із збірних залізобетонних конструкцій. Підрахунки обсягів робіт виконуємо в табличній формі (табл. 2.1).

ВІДОМІСТЬ ОБСЯГІВ РОБІТ

Таблиця 2.1.

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика $(S \times 1,15) = (96 \times 12 + 72 \times 36) \times 1,15 = 3744 \times 1,15$	1000 м ²	4,306
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см $(S \times 0,15) = 3744 \times 0,15$	1000 м ³	0,562
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал $(V_k = S \times h - V_r) = 3744 \times 2,55 - 1390$	1000 м ³	8,157
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди $(V_r = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо} + S \times (0,1 + 0,02)) = 64 + 633 + 240 + 3744 \times 0,12$	1000 м ³	1,39
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) $(\text{кільк. фонд.} \times S_{ф} \times 0,1) = 1,5 \times 1,5 \times 2 + 3 \times 2,4 \times 36 + 1,8 \times 1,8 \times 4 + 3,6 \times 2,4 \times 42 \times 0,1$	100 м ³	0,64
6	Бетонна підготовка під фундаменти $(\text{кільк. фонд.} \times S_{ф} \times 0,1) = 1,5 \times 1,5 \times 2 + 3 \times 2,4 \times 36 + 1,8 \times 1,8 \times 4 + 3,6 \times 2,4 \times 42 \times 0,1$	100 м ³	0,64
7	Влаштування монолітних фундаментів $(V_{фк} = \Sigma \text{кільк. фонд.} \times V_{ф}) = 2 \times 3,7 + 36 \times 5,26 + 4 \times 4 + 42 \times 10$	100 м ³	6,33
8	Влаштування фундаментів під обладнання $(V_{фо} = 80 \text{ м}^3 \times \text{кільк. прольотів}) = 80 \times 3$	100 м ³	2,4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна $36 \times 21,96 + 2 \times 11,88 + 42 \times 34,56 + 4 \times 12,24$	100 м ²	23,15
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $36 \times 3,15 + 2 \times 0,81 + 42 \times 5,04 + 4 \times 1,8$	100 м ²	3,34
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. (V_k)	1000 м ³	8,157
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці (V_k)	1000 м ³	8,157
13	Монтаж колон	шт.	84
14	Монтаж підкранових балок	шт.	80

15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м ²	3744
16	Монтаж конструкції огорожі ($S_o=P \times h$)= $168 \times 10,8 + 180 \times 14,4 + 3,6 \times 36$	м ²	4536
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м ²	37,44
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м ²	37,44
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м ²	37,44
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м ²	37,44
21	Оздоблення покрівельною сталлю ($0,7 \times L$)= $0,7 \times (168 + 216)$	100 м ²	2,69
22	Фарбування стін з середини приміщень (S_o)	100 м ²	45,36
23	Фарбування фасадів (S_o)	100 м ²	45,36
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S_o)	100 м ²	13,61
25	Фарбування конструкцій покриття ($S \times 1,6$)	100 м ²	59,9
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м ²	37,44
27	Влаштування чорної бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м ²	37,44
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м ²	37,44
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S_o)	100 м ²	13,61
30	Сантехнічні роботи ($V_{\text{буд.}} \times 0,03$)	3%	840,9
31	Електротехнічні роботи ($V_{\text{буд.}} \times 0,03$)	3%	840,9
32	Благоустрій території ($V_{\text{буд.}} \times 0,01$)	1%	280,3
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання ($V_{\text{буд.}} \times 0,1$)	10%	4204,47
35	Пусконаладжувальні роботи ($V_{\text{буд.}} \times 0,005$)	0,5%	140,15

5	Розробка ґрунту вручну (підчистка)	100 м ³	0,64	РЭСН 1-164-2	261,8	-	68,08	64	-	-	-	-	Землекоп 3р-1, 2р-1	2	2	1
	I		0,24				28,8	32								0,5
	II		0,25				19,64	16								0,5
	III		0,15				19,64	16								0,5
6	Бетонна підготовка під фундаменти	100 м ³	0,64	РЭСН6-1-19	527,8	94,56	137,24	112	24,58	-	КС-2561Е	1	Бетонник 3р--2	2	2	1,5
	I		0,24				58,06	48	10,4							1
	II		0,25				39,59	32	7,09							1
	III		0,15				39,59	32	7,09							1
7	Влаштування монолітних фундаментів	100 м ³	6,33	РЭСН 6-1-8	340,75	66,85	1219,89	1008	239,32	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	3,5
	I		1,97				490,68	448	96,26							2
	II		2,88				306,68	256	60,17							2
	III		1,48				306,68	256	60,17							2
8	Влаштування фундаментів під обладнання	100 м ³	2,4	РЭСН 6-4-5	268,25	39,45	643,8	576	94,68	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	4	2	3
	I		0,8				214,6	192	31,56							3
	II		0,8				214,6	192	31,56							3
	III		0,8				214,6	192	31,56							3
9	Вертикальна гідроізоляція фундаментів	100 м ²	23,15	РЭСН 8-4-7	33,5	1,11	254,6	240	8,43	-	-	-	Ізолувальник 4р-1, 3р-1	2	2	3,5
	I		7,91				124,62	112	4,13							2
	II		9,92				64,99	64	2,15							2
	III		7,3				64,99	64	2,15							2
10	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту	100 м ²	3,34	РЭСН 8-4-3	31,76	3,24	54	64	5,5	-	-	-	Ізолувальник 4р-1, 3р-1	2	2	1
	I		1,15				24,14	32	2,46							0,5
	II		1,45				14,93	16	1,52							0,5
	III		0,74				14,93	16	1,52							0,5

11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. I II III	1000 м³	8,157	РЭСН 1-27-2	-	13,75	-	-	164,87	152	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	2	2,5 3,5 3,5
			2,99						41,11	40						
			4,5						61,88	56						
			4,5						61,88	56						
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці I II III	1000 м³	8,157	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	202,63	176	Ду-50	1	Машиніст бр-1	1	2	3 4 4
			2,99						51,79	48						
			4,5						75,42	64						
			4,5						75,42	64						
13	Монтаж колон I II III	Шт.	84	Калькуляція	9,02	1,73	757,68	680	145,32	-	СКГ-30	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р- 2,2р-1	5	2	4 3 1,5
			38				342,76	320	65,74							
			30				270,6	240	51,9							
			16				144,32	120	27,68							
14	Монтаж підкранових балок I II III	Шт.	80	Калькуляція	6,98	1,82	558,4	520	145,6	-	СКГ-30	1	Монтажник 5р- 1,4р-1,3р-2,2р-1	5	2	2,5 3 1
			32				223,36	200	58,24							
			36				251,28	240	65,52							
			12				83,76	80	21,84							
15	Монтаж балок покриття 12м Монтаж балок покриття 18м Монтаж плит покриття I II III	Шт.	318	Калькуляція	2,85	0,76	906,3	840	241,68	-	КС-7362	1	Монтажник 5р-1,4р-2,3р-1, Електроварн. 5р-1	5	2	4,5 3 3
			146				416,1	360	110,96							
			86				245,1	240	65,36							
			86				245,1	240	65,36							
16	Монтаж стінових панелей 6, 12 м Монтаж фундаментних балок 6, 12 м Монтаж елементів воріт I II III	Шт.	560	Калькуляція	3,73	0,94	2135,94	1800	547,08	-	МКП-16, ЛЕ-100-300	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	9,5 6,5 6,5
			244				910,12	760	229,36							
			158				589,34	520	148,52							
			158				589,34	520	148,52							

4.4 РОЗРАХУНКОВА МАТРИЦЯ

Таблиця 4.1.

Початкова розрахункова матриця

Захватки	Планування майданчика та зрізання рослинного шару	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів	Влаштування фундаментів під обладнання	Вертикальна та горизонтальна гідроізоляція фундаменту	Зворотна засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підкранових балок	Монтаж конструкцій покриття	Монтаж конструкцій огорожі	Влаштування покрівлі
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0 1,5 1,5	0 9 9	0 2,5 2,5	0 3,5 2,5	0 3 3,5	0 4,5 3	0 3 3	0 4 3	0 2,5 4	0 4,5 2,5	0 9,5 4,5	0 5 9,5
II		9 11,5 20,5	2,5 1,5 4	3,5 2 0,5	3 3 1,5	4,5 2,5 1,5	3 4 4	4 3 3	2,5 3 4,5	4,5 3 1	9,5 6,5 -2	5 5,5 11
III		20,5 11,5 32	4 1,5 5,5	5,5 2 0	6 3 1,5	7 2,5 2	7 4 2,5	7 1,5 4	5,5 1 3	7,5 3 -1	16 6,5 -5,5	10,5 5,5 12
ΣT_{ij}	1,5	32	5,5	7,5	9	9,5	11	8,5	6,5	10,5	22,5	16
Зміни	1, 2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	1	6	2	8	4	2	2	5	5	5	5	20
max T _o	1,5	28	2,5	3,5	3	4,5	4	4,5	2,5	4,5	12	

Таблиця 4.2.

Розрахункова матриця

Захватки	Планування майданчика та зрізання рослинного шару	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів	Влаштування фундаментів під обладнання	Вертикальна та горизонтальна гідроізоляція фундаменту	Зворотна засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підкранових балок	Монтаж конструкцій покриття	Монтаж конструкцій огорожі	Влаштування покрівлі
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0 1,5 1,5	1,5 9 0 10,5	29,5 2,5 19 32	32 3,5 0 35,5	35,5 3 0 38,5	38,5 4,5 0 43	43 3 0 46	47 4 1 51	51,5 2,5 0,5 54	54 4,5 0 58,5	58,5 9,5 0 68	70,5 5 2,5 75,5
II		10,5 11,5 22	32 1,5 10 33,5	35,5 2 2 37,5	38,5 3 1 41,5	43 2,5 1,5 45,5	46 4 0,5 50	51 3 1 54	54 3 0 57	58,5 3 1,5 61,5	68 6,5 6,5 74,5	75,5 5,5 1 81
III		22 11,5 33,5	33,5 1,5 0 35	37,5 2 2,5 39,5	41,5 3 2 44,5	45,5 2,5 1 48	50 4 2 54	54 1,5 0 55,5	57 1 1,5 58	61,5 3 3,5 64,5	74,5 6,5 10 81	81 5,5 0 86,5
ΣT_{ij}	1,5	32	5,5	7,5	9	9,5	11	8,5	6,5	10,5	22,5	16
Зміни	1, 2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	1	6	2	8	4	2	2	5	5	5	5	20

Продовження таблиці 4.2

Захватки	Заклепання проїмів	Сантехнічні роботи	Електротехнічні роботи	Уцілювання щобнем та улаштування чорнової підлоги	Монтаж обладнання	Влаштування чистої підлоги	Оздоблювальні роботи	Пусконаладжувальні роботи	Благоустрій території	Здача об'єкту
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
I	79 4 3,5 83	83 3,5 0 86,5	87,5 3 1 90,5	90,5 6 0 96,5	96,5 7,5 0 104	113,5 2,5 9,5 116	116 10 0 126			
II	83 3,5 2 86,5	86,5 3,5 0 90	90,5 3 0,5 93,5	96,5 7,5 3 104	104 7,5 0 111,5	116 3 4,5 119	126 6,5 7 132,5			
III	86,5 3,5 0 90	90 3,5 0 93,5	93,5 3 0 96,5	104 7,5 7,5 111,5	111,5 7,5 0 119	119 3 0 122	132,5 6,5 10,5 139	139 1,5 140,5	140,5 1,5 142	142 3 145
Σ	11	10,5	9	21	22,5	8,5	23	1,5	1,5	3
Зміни	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2
Робітники	6	4	5	5	10	10	16	10	10	10

4.5 РОЗРАХУНОК ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ СІТЬОВОГО ГРАФІКА

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

$$T_3 = 145 \text{ днів.}$$

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

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 251,5 / (251,5 + 119,5) = 0,678$$

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

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (145 / 251,5) = 0,423$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{зм} = \frac{T_{зм}}{T_{дн}} = (499 / 251,5) = 1,71$$

де $T_{зм} = 1 \cdot 0,5 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 32 + 2 \cdot 5,5 + 2 \cdot 7,5 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 9,5 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 8,5 + 2 \cdot 6,5 + 2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 22,5 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 21 + 2 \cdot 22,5 + 2 \cdot 8,5 + 2 \cdot 23 + 1 \cdot 1,5 + 2 \cdot 1,5 + 2 \cdot 3 = 499$ — загальна кількість змін;

$T_{дн} = 251,5$ (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{Ч_{макс}}{Ч_{сер}} = (72 / 25) = 2,88$$

де $Ч_{макс} = 72$ робітника — максимальна денна чисельність робітників;

$N = 1 \cdot 0,5 + 2 \cdot 1 + 12 \cdot 28 + 16 \cdot 2,5 + 32 \cdot 1,5 + 20 \cdot 2 + 24 \cdot 3 + 28 \cdot 1 + 12 \cdot 3,5 + 16 \cdot 1,5 + 8 \cdot 2,5 + 18 \cdot 1 + 14 \cdot 4,5 + 24 \cdot 1,5 + 30 \cdot 1,5 + 20 \cdot 9 + 10 \cdot 6 + 50 \cdot 8,5 + 62 \cdot 2 + 52 \cdot 2 + 60 \cdot 2,5 + 20 \cdot 2 + 30 \cdot 2,5 + 18 \cdot 0,5 + 28 \cdot 3 + 20 \cdot 3 + 30 \cdot 15 + 20 \cdot 2 + 40 \cdot 2,5 + 72 \cdot 3 + 52 \cdot 3 + 32 \cdot 17 + 10 \cdot 1,5 + 20 \cdot 5 = 3774,5$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Ч_{сер} = N / T_3 = 3774,5 / 145 = 26$ (робітників) — середня чисельність робітників.

4.6 РОЗРАХУНОК КАЛЬКУЛЯЦІЙ

Таблиця 6.1

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ з/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНІР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кількість	Норма часу люд. год, маш. год.	Розцінка, грн.	Трудоміст. люд. год, маш. год.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон гусеничним краном з розкладанням масою до 4т	1-5	100т	0,06	<u>4,6</u> 2,3	77,30	<u>0,28</u> 0,14	4,64	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Теж масою до 6т	1-5	100т	0,23	<u>3,8</u> 1,9	63,86	<u>0,87</u> 0,34	14,69	--«--
3	Теж масою до 8т	1-5	100т	2,59	<u>3,4</u> 1,7	57,14	<u>8,81</u> 4,4	147,99	--«--
4	Теж масою до 18т	1-5	100т	4,12	<u>2,8</u> 1,4	50,42	<u>11,54</u> 5,77	207,73	--«--
5	Теж масою до 20т	1-5	100т	2,59	<u>2,6</u> 1,3	43,69	<u>7,14</u> 3,57	113,16	--«--
5	Установка колон стріловим краном у стакани фундаментів масою до 4т	4-1-4	шт.	2	<u>4,3</u> 0,86	83,45	<u>8,6</u> 1,72	213,46	Монтажник конструкцій 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машин.6р-1
6	Теж масою до 6т	4-1-4	шт.	4	<u>5,5</u> 1,1	106,73	<u>11</u> 2,2	166,90	--«--
7	Теж масою до 8т	4-1-4	шт.	36	<u>6</u> 1,2	116,44	<u>216</u> 43,2	4191,84	--«--
8	Теж масою до 15т	4-1-4	шт.	28	<u>9</u> 1,8	174,65	<u>252</u> 50,4	4890,20	--«--
9	Теж масою до 20т	4-1-4	шт.	14	<u>9,5</u> 1,9	184,36	<u>133</u> 27,72	2581,04	--«--
10	Заробка стиків колон з фундаментами: а) приймання бетонної суміші із кузова автосамоскиду до поворотної баді б) подача бетонної суміші до місця укладання стріловим краном в) заробка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4-1-54	100м³	0,41	8,2	137,8	3,36	56,50	Бетонник 2р-1
		1-6	м³	40,82	<u>0,29</u> 0,145	4,87	<u>11,84</u> 5,92	198,79	Такелажник 2р-2
		4-1-25	1стик	84	1,2	23,59	93,6	1840,02	Монтажник 4р-1 3р-1

758,04 14626,96
145,38

Норма часу на одну колону $N_{ч} = 582,07/84 = 9,02$ люд.-год.
 $P = 14626,96/84 = 174,13$ грн.

Таблиця 6.2

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№ з/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЧР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кількість	Норма часу люд. год. маш. год.	Розцінка, грн.	Трудоміст. люд. год. маш. год.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження підкранових балок масою до 5т стріловим краном	1-5	100т	3,36	$\frac{4,2}{2,1}$	70,58	$\frac{14,11}{7,06}$	237,15	Такелажник к 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка підкранових балок вагою до 5т стріловим краном в проектне положення	4-1-6	1ел.	80	$\frac{6,5}{1,3}$	126,14	$\frac{520}{104}$	10091,20	Монтажник 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Електрозварювання стиків	22-1-6	10п.м.	9,6	2,5	52,10	24	500,16	Електрозв. 4р-1
							$\frac{558,11}{145,38}$	14626,96	

Норма часу на одну балку $N_{ч} = 558,11/80 = 6,98$ люд.-год.

$P = 14626,96/80 = 182,84$ грн.

Таблиця 6.3

Калькуляція витрат на монтаж конструкції покриття

№ з/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНіР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кількість	Норма часу люд. год., маш. год.	Розцінка, грн.	Трудоміст. люд. год. маш. год.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження ферм і балок краном з розкладкою в касети масою до 5т до 10т	1-5	100т	0,85 2,38	$\frac{4,2}{2,1}$ $\frac{3,2}{1,6}$	70,58 53,78	$\frac{3,57}{1,79}$ $\frac{7,62}{3,81}$	59,99 128,00	Такелажн. 2р-2 Машиніст т 6р-1
2	Улаштування балок у проектне положення стріловим краном з тирчасомвим кріпленням інвентарними розпірками довжиною 12м 18м	4-1-6	1ел	18 28	$\frac{5}{1}$ $\frac{8}{1,6}$	97,03 166,72	$\frac{90}{18}$ $\frac{224}{44,8}$	1746,54 4668,16	Монтажн. 6р-1, 5р-1 4р-1, 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Електрозварювання стиків кроквяних ферм з колонами	22-1-6	10м.п. шва	4,6	2,5	52,10	11,5	239,66	Електроз. 4р-1
4	Розвантаження плит краном з розкладкою в касети масою до 1,5т до 3т	1-5	100т	3,31 8,96	$\frac{3,6}{1,8}$ $\frac{5,4}{2,7}$	60,50 90,75	$\frac{11,92}{5,96}$ $\frac{48,38}{24,19}$	200,26 813,12	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
5	Монтаж плит покриття площею до 10 м ² до 20 м ²	4-1-7	1ел	128 144	$\frac{1,9}{0,47}$ $\frac{1,2}{0,3}$	35,07 22,15	$\frac{243,2}{60,16}$ $\frac{172,8}{43,2}$	2835,20 3189,60	Монтажн. 4р-1,3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
5	Електрозварювання монтажних стиків плит покриття з фермами	22-1-6	10м шва	6,8	2,5	52,10	17	354,28	Електр. 4р-1
6	Зняття монтажних гойдалок та драбин	5-1-2 п.7.9	шт. шт.	78 78	$\frac{0,37}{0,18}$ $\frac{0,62}{0,31}$	7,27 12,19	$\frac{28,86}{14,04}$ $\frac{48,36}{24,18}$	567,06 650,82	Монтажн. 4р-2,3р-1 Машиніст 6р-1
							$\frac{907,21}{240,13}$	15452,69	

Норма часу на 1конструкцію $N_{ч} = 907,21/318=2,85$ люд.-год.
 $P=15452,69/318=48,59$ грн.

Таблиця 6.4

Калькуляція витрат на монтаж конструкції огорожі

№ з/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кількість	Норма часу люд. год., маш. год.	Розцінка, грн.	Трудоміст. люд. год., маш. год.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 1,5т	1-5	100т	6,4	$\frac{7,2}{3,6}$	121,00	$\frac{29,3}{14,65}$	492,47	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка стінових панелей у проектне положення стріловим краном, площа панелі до 15 м ²	4-1-8	шт.	492	$\frac{4}{1}$	78,63	$\frac{1968}{492}$	38685,96	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Електрозварювання стиків стінових панелей з колоною	22-1-6 т.2	10м. п. шва	7,38	2,5	52,10	20,18	420,45	Електрозв. 4р-1
4	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладк. в касети масою до 2т	1-5	100т	0,06	$\frac{7,2}{3,6}$	121,00	$\frac{0,72}{0,37}$	6,45	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
5	Теж масою до 3т	1-5	100т	0,7	$\frac{5,4}{2,7}$	90,75	$\frac{3,78}{1,89}$	63,53	---<---
6	Установка фундаментних балок до проектного положення масою до 2,5т	4-1-3 т.2	1ел	56	$\frac{0,78}{0,26}$	16,26	$\frac{43,68}{14,56}$	910,56	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-1 Машиніст 6р-1
7	Розвантаження елементів воріт масою до 1,5т до 4т	1-5	100т	0,12 0,12	$\frac{8,8}{4,4}$ $\frac{4,6}{2,3}$	147,88 77,30	$\frac{1,06}{0,53}$ $\frac{0,55}{0,28}$	17,75 9,28	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
8	Монтаж з/б елементів воріт	4-1-6	1ел.	4 8	$\frac{2,4}{0,48}$ $\frac{1,4}{0,28}$	46,57 27,17	$\frac{9,6}{1,92}$ $\frac{11,2}{2,24}$	186,28 217,36	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
9	Електрозварювання стиків ел-тів воріт	22-1-6	10м шва	0,24	2,5	52,10	0,6	12,50	Електрозв. 4р-1
10									

$\frac{2088,67}{528,44}$ 41022,59

Норма часу на 1 елем. огорожі $N_q = 2088,67/560 = 3,73$ люд.-год.

$P = 41022,59/560 = 73,25$ грн.

Таблиця 6.5

Калькуляція витрат на заробку стиків конструкцій огорожі

№ з/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНіР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кількість	Норма часу люд. год. маш. год.	Розцінка, грн.	Трудоміст. люд. год. маш. год.	Заробітна платя, 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	10м шва	617,76	2,7	56,27	1667,95	34761,36	Монтажник 4р-1
2	По п.1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1-28	10м шва	553,2	1,22	25,42	674,9	14062,34	Монтажник 4р-1
							2342,85	48823,70	

Норма часу на 10 п.м. шва $N_{ч} = 2342,85/1170,96 = 2,0$ люд.-год.

$P = 48823,7/1170,96 = 41,7$ грн.

Таблиця 6.6

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

№ з/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНіР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кількість	Норма часу люд. год. маш. год.	Розцінка, грн.	Трудоміст. люд. год. маш. год.	Заробітна платя, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Приймання бетону з кузова автосамоскиду у баддю	4-1-54	100м ³	0,17	8,2	137,8	1,39	23,43	Бетонник 2р-2
2	Подавання суміші	Е1-19 п.2	м ³	16,64	<u>2,5</u> 1,2	42,01	<u>41,6</u> 19,97	669,05	Різноробочий 1р-1
3	Заливка швів між плитами покриття бетонним розчином	4-1-19	100м шва	21	4	78,63	84	1651,23	Монтажник 4р-1 3р-1
							<u>126,99</u> 19,97	2343,71	

Норма часу на 100м шва $N_{ч} = 126,99/21 = 6,05$ люд.-год.

$P = 2343,71/21 = 111,61$ грн.

4.7 РОЗРАХУНОК ПОТРЕБИ В ТИМЧАСОВИХ АДМІНІСТРАТИВНИХ І САНИТРАНО-ПОБУТОВИХ БУДІВЛЯХ

Проектування тимчасових будівель виконуємо в такій послідовності:

- визначаємо кількість робітників і службовців
- складаємо перелік тимчасових будівель, що мають бути розміщені на майданчику.

До складу працюючих входять робітники, інженерно-технічний персонал (ІТП), службовці і молодший обслуговуючий персонал (МОП).

В залежності від джерела фінансування тимчасові будівлі поділяються на титульні (на обліку у замовника) та нетитульні (на балансі БМО), за функціональним призначенням — на виробничі, громадські, складські, службові, санітарно-побутові; за конструктивними особливостями — на інвентарні та неінвентарні. В свою чергу інвентарні поділяють на збірно-розбірні, контейнерні, пересувні, споруди з легких оболонки.

Визначення кількості робітників.

Максимальна кількість робочих за графіком руху — 72 осіб.

Загальна чисельність працюючих на будівництві — $72 : 0,85 = 84$ особи.

Чисельність охорони та МОП — $84 \cdot 0,03 = 3$ особи.

Чисельність ІТП та службовців — $84 - 72 - 3 = 9$ осіб.

В першу зміну працюють $72 \cdot 0,70 = 50$ робітника, ІТП та службовців — $9 \cdot 0,80 = 7$ осіб, охорони та МОП — $3 \cdot 0,80 = 2$ особи.

Усього в першу зміну працює $50 + 9 + 2 = 61$ особа. З них жінок $61 \cdot 0,3 = 18$ осіб;

чоловіків — $61 - 18 = 43$ особи.

Визначення номенклатури адміністративних і санітарно-побутових приміщень (табл. 7.1).

Таблиця 7.1

Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працюючих	Норма площі на одного працюючого, м ²	Розрахункова площа, м ²	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м ²	Кількість будівель
1	2	3	4	5	6	7	8
Адміністративні приміщення							
Контора виконроба	9	4	36	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Кабінет техніки безпеки	84	0,2	16,8	9×2,7×3,8	Контейнерна	25,6	1
Охоронна будка	2	4	8	2×2	Неінвентарна	8	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна з лавами	72	0,6	43,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Душова з переддушовою	50	0,82	41	9×2,7×3,8	Контейнерна	45,6	2
Умивальна групова	50	0,06	3	Поєднується з гардеробною			
Туалети – чоловічі	43	0,07	3,01	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
– жіночі	18	0,14	2,52	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для просушки спецодягу	50	0,2	10	6×2,7×2,68	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	61	1	61	9×2,7×3,8	Контейнерна	68,4	3
Їдальня на 50 місць	61	1	61	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Пункт охорони здоров'я	61	0,05	3,05	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для	61	0,1	6,1	3×2,7×3,9	Контейнерна	9,2	1

обігріву працівників							
Приміщення для особистої гігієни жінок	18	0,12	2,16	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1

4.8 РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВОГО ВОДОПОСТАЧАННЯ

Таблиця 8.1. Споживачі водопостачання

Споживачі води	Найбільша кількість споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну	Питомі витрати води, л	
		Одиниці	Кількість
1	2	3	4
Виробничі потреби:			
Екскаватор	1	маш.-год.	12,5
Бульдозер	1	маш.-доба	450
Кран	1	маш.-доба	550
Автосамоскид	5	маш.-доба	550
Технологічні потреби:			
Оздоблювальні роботи	437,67	м ²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	117	м ²	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	61	люд. на зміну	12,5
Душ з переддушовою	25	люд. на зміну	25
Ідальня	61	люд. на зміну	12,5

Розрахуємо секундні витрати води за кожним споживачем на виробничі та технологічні потреби, які визначають за формулою:

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

де q_1 — питома витрата води на виробничі потреби, л на одиницю робіт;

n_1 — число виробничих споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну;

K_f — коефіцієнт годинної 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: $12,5 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 1) = 0,00625$ л/с;
для бульдозера: $450 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,0094$ л/с;
для крану: $550 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,011$ л/с;
для автосамоскиду: $550 \cdot 5 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,0573$ л/с;
загалом: $q_{\text{вир}} = 0,0839$ л/с.
- Оздоблювальні роботи: $0,75 \cdot 437,67 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0207$ л/с;
улаштування рулонної покрівлі: $7,5 \cdot 117 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0548$ л/с;
загалом: $q_{\text{техн}} = 0,0755$ л/с.

6.3 Розрахункові секундні витрати води на санітарно-побутові потреби приймаємо по найбільш завантаженому дню роботи за графіком руху робочих:

$$q_{\text{осп}} = \frac{q_2 \cdot N_1 \cdot k_{2,\text{год}}}{3600 \cdot t} = 12,5 \cdot 61 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0715 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{ідал}} = \frac{q_3 \cdot N_1 \cdot k_{2,\text{год}}}{3600 \cdot t} = 12,5 \cdot 61 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0715 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{душ}} = \frac{q_4 \cdot N_2}{60 \cdot m} = 25 \cdot 25 / (60 \cdot 45) = 0,231 \text{ л/с},$$

де q_2, q_3, q_4 — питомі витрати води на господарсько-питні потреби та потреби їдальні і душової відповідно, л на одну людину на зміну;

N_1 — кількість працюючих в найбільш завантажену зміну;

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

N_2 — кількість працюючих, що приймають душ (40% від працюючих у найбільш завантажену зміну);

m — тривалість роботи душової установки (45 хвилин).

6.4 Витрати води на пожежогасіння приймаємо $q_{пож} = 15$ л/с (при одночасній роботі трьох гідрантів по 5 л/с кожний), оскільки територія будівельного майданчику дорівнює 8,06 га, тобто менша за 10 га.

6.5 Загальні секундні витрати води:

$$q_{заг} = q_{вир} + q_{техн} + q_{зосп} + q_{їдал} + q_{душ} + q_{пож} = 15,5334 \text{ л/с.}$$

6.6 Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

•Загальний:

$$d = 2\sqrt{\frac{q_{заг} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{15,5334 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,85 \text{ мм}$$

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

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

•На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{вир} + q_{техн}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0755) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,62 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

•На санітарно-побутові потреби:

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{зосп} + q_{їдал} + q_{душ}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0,0715 + 0,0715 + 0,231) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,7}} = 16,74 \text{ мм}$$

Приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

4.9 РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВОГО ЕЛЕКТРОПОСТАЧАННЯ

Електроенергію на будівельному майданчику витрачаємо:

- 1) на виробничі (технологічні) потреби: підігрівання будівельних матеріалів, розморожування мерзлого ґрунту, електропрогрівання бетону і цегляної кладки у зимовий час тощо;
- 2) на живлення електродвигунів будівельних машин, механізмів та установок;
- 3) на освітлення: внутрішнє — приміщень; зовнішнє — місць виконання робіт і під'їзних шляхів, території будівництва.

За загальною потребою в електроенергії встановлюємо тип тимчасової трансформаторної підстанції. Необхідну розрахункову потужність трансформаторної підстанції визначаємо для максимального споживання електроенергії одночасно всіма споживачами за формулою :

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

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

P_c — силова потужність машини або установки, кВт,

P_m — потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

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

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

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

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

Таблиця 9.1. Потреби електроенергії за споживачами

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

Таблиця 9.2. Електричне освітлення внутрішнє

Споживачі	Загальна площа, м ²	Норма потужності на освітлення 1м ² , Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	3	4	5
1. Гардеробна з умивальною	70,7	15	1,061
2. Душова з переддушовою	45,6	15	0,684
3. Приміщення для обігріву працівників	8,5	15	0,128
4. Приміщення для відпочинку працюючих	68,4	15	1,026
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	0,06
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	50	3	0,15
Разом			6,37

Таблиця 9.3. Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Одиниці вимірювання.	Загальна площа, м ² (довжина, м),	Освітлення, лк	Норма потужності на 1м ² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгенплану)	м ²	45807	2	0,4	18,33
Площа будівлі (монтажна зона)	м ²	3744	20	3	11,23
Головні проходи та проїзди	км	1,2	3	5	6
Охоронне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Аварійне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Разом					38,56

$$P = (1,1/0,75) \cdot ((70 \cdot 0,7 + 70 \cdot 0,7 + 30 \cdot 0,7 + 1,6 \cdot 0,15 + 0,27 \cdot 0,15 + 35 \cdot 0,35 + 2,4 \cdot 0,15) + 6,37 \cdot 0,8 + 38,56) = 257,47 \text{ кВт}$$

Застосовуємо на будівельному майданчику 2 трансформаторні підстанції КТПН-72М-160, загальна потужність якої 320 кВт, з трансформаторами типу ТМ 16016/10 вагою по 1,31 т кожний.

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:

$$n = \frac{P \cdot E \cdot S}{P_n}$$

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

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

S — площа, яку освітлюють; $S = 45807 \text{ м}^2$;

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

$$n = 0,2 \cdot 2 \cdot 45807 / 500 = 37 \text{ шт.}$$

Встановлюємо по дві лампи на одній опорі.

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

$$n = 0,2 \cdot 20 \cdot 3744 / 500 = 30 \text{ шт.}$$

На 8 щоглах встановлюємо по 4 прожектора.

4.10 РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВИХ СКЛАДІВ

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

№	Табл. ЕНиР	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Необхідний матеріал	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 4т	100шт	0,02	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,296 0,017 0,3 12,6	2 0,00592 0,00034 0,006 0,252
2	7-5-12	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 6т	100шт	0,04	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,377 0,022 0,3 13,8	4 0,01508 0,00088 0,012 0,552
3	7-5-13	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 8т	100шт	0,36	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,024 0,32 14,8	36 0,15984 0,00864 0,1152 5,328
4	7-6-8	Монтаж колон двохгілкових з базою більш 1,1 м масою до 15т	100шт	0,28	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,45 82,6	28 0,12432 0,00728 0,126 23,128
5	7-6-9	Монтаж колон двохгілкових з базою більш 1,1 м масою до 30т	100шт	0,14	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,48 82,6	14 0,06216 0,00364 0,0672 11,564
6	7-9-12	Укладання підкранових балок масою до 5 т	100 шт.	0,8	-підкр.балки -вироби монт. -електроди	шт. т т	100 1,81 0,33	80 1,448 0,264
7	7-12-5	Укладання балок прогоном 12м	100шт	0,24	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,08 0,76	24 0,00192 0,1824
8	7-12-9	Укладання балок прогоном 18м	100шт	0,28	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,16 2,52	28 0,012544 0,7056
9	7-13-2	Монтаж плит покриття довжиною до 6м, площею до 10м ²	100 шт.	1,28	-плити -проволока -руберойд -електроди -рогожа -лісоматер. -вироби мон. -бетон -розчин.	шт. т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,0148 56,2 0,02 62,9 0,299 0,06 6,6 0,2	128 0,018944 71,936 0,0256 80,512 0,38272 0,0768 8,448 0,256
10	7-13-7	Монтаж плит покриття довжиною до 6 м та площею до 20 м ²	100шт	1,44	-плити покр. -проволока -руберойд. -електроди -рогожа -лісомат. -монт. вироби -бетон -розчин	шт т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,0254 56,2 0,02 60 0,432 0,12 8,5 0,2	144 0,036576 80,928 0,0288 86,4 0,62208 0,1728 12,24 0,288

11	7-16-3	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею більш 10м ²	100шт	4,92	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	492 0,492 0,984
12	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6м	100шт	0,56	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	шт т т т м ³ м ² м ³ м ³	100 0,00276 0,001 0,00934 0,06 5,65 3,05 0,42	56 0,0015456 0,00056 0,0052304 0,0336 3,164 1,708 0,2352
13	7-19-1	Герметизація швів	100мп.	61,78	-розчин	м ³	0,84	51,8952

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

№	Назва матеріалів	Одиниця виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Колони крайні	шт.	64
2	Колони середні	шт.	14
3	Колони фахверкові	шт.	6
4	Підкранові балки	шт.	80
5	Кроквяні балки 12 м	шт.	18
6	Кроквяні балки 18 м	шт.	28
7	Підкроквяні балки 12 м	шт.	6
8	Плити покриття	шт.	372
9	Стінові панелі 6х1,8 м	шт.	492
10	Фундаментні балки 6 м	шт.	56
11	Стійки воріт	шт.	8
12	Ригелі воріт	шт,	4
13	Бетон	м ³	63,22
14	Металопрокат	т	0,36732
15	Проволока	т	0,05608
16	Монтажні вироби	т	3,5696
17	Електроди	т	0,845644
18	Розчин	т	52,6744
19	Лісоматеріал	м ³	1,3648
20	Шити	м ²	3,164
21	Руберойд	м ²	152,864
22	Цвяхи	т	0,001546
23	Рогожа	м ²	166,912
24	Солідол	т	0,00523

Таблиця 10.3. Розрахунок площ тимчасових складів

№ п./п.	Найменування матеріалів, конструкцій і деталей	Одиниця виміру	Час використання в днях	Потреба		Коефіцієнти		Норма запасу в днях	Запас матеріалів, що підлягає зберіганню	Норма зберігання матеріалу на 1 м ² підлоги складу	Розрахункова площа складу, м ²	Коефіцієнти на проходи і проїзди	Загальна розрахункова площа складу, м ²	Прийнята площа складу, м ²	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	нерівномірності надходження матеріалів	нерівномірності використання матеріалів								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Колони	м ³	8,5	392,96	46,23	1,1	1,3	4	264,44	0,80	330,55	1,25	413,18	416,5 (24,5×17)	відкр.
2	Підкранові балки	м ³	6,5	132,8	20,43	1,1	1,3	2	58,43	0,50	116,86	1,2	140,24	147 (24,5×6)	відкр.
3	Кроквяні та підкроквяні балки	м ³	10,5	81,58	7,77	1,1	1,3	2	22,22	0,07	317,44	1,2	380,93	710,5	відкр.
4	Плити покриття	м ³	10,5	317,44	30,23	1,1	1,3	3	129,7	0,50	259,39	1,2	311,27	(24,5×29)	відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м ³	22,5	307,38	13,66	1,1	1,3	5	97,68	1,00	97,68	1,2	117,21	147 (24,5×6)	відкр.
6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	34	0,845644	0,025	1,1	1,3	5	0,178	0,50	0,356	1,2	0,427	6×7	закр.
7	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	34	3,5696	0,105	1,1	1,3	5	0,751	0,70	1,07	1,2	1,287		закр.
8	Дріт сталевий і цвяхи	т	22,5	0,115252	0,0051	1,1	1,3	5	0,037	2,50	0,015	1,2	0,018		закр.
9	Масильні матеріали	т	22,5	0,00523	0,00023	1,1	1,3	3	0,002	0,60	0,003	1,2	0,003		закр.
10	Рогожа	м ²	10,5	166,912	15,896	1,1	1,3	3	57,69	2,5	23,06	1,2	27,68		закр.
11	Металопрокат	т	34	0,36732	0,006	1,1	1,3	5	0,046	1,50	0,03	1,2	0,04	10×6	навіс
12	Дошки обрізні із хвойних порід	м ³	27	1,3648	0,065	1,1	1,3	5	0,46	1,25	0,37	1,2	0,44		навіс
13	Руберойд підкладочний з пиловидною підсіпкою РПП-300Б	м ²	10,5	152,864	14,35	1,1	1,3	5	113,66	2,50	45,46	1,2	54,56		навіс
14	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м ²	22,5	3,164	0,141	1,1	1,3	5	1,005	20,00	0,05	1,2	0,06		навіс

4.11 ОПИС БУДІВЕЛЬНОГО ГЕНЕРАЛЬНОГО ПЛАНУ

Будівельний генеральний план розроблено для стадії монтажних робіт. На БГП наносимо контури будівлі з зазначенням монтажної зони будівлі та робочої і небезпечної зони роботи крану. Монтажна зона, де можливе падіння вантажу при встановленні та закріпленні елементів, охоплює територію на відстані до 19,7 м від контуру будівлі (дана зона визначена для монтажу верхньої стінової панелі). На БГП її позначаємо штриховою лінією, а на місцевості — попереджувальними написами і знаками. Робота крана на монтажі конструкцій в монтажній зоні ведеться за нарядом-допуском. Робоча зона кожного крана окреслюється радіусом максимального робочого вильоту стріли; позначаємо її на окремих характерних стоянках кожного з кранів. Небезпечна зона — це простір, де можливе падіння вантажу при його переміщенні з урахуванням вірогідного розсіювання при падінні. Межу цієї зони визначаємо відстанню по горизонталі від стоянки крану за формулою:

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

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

Для внутрішньомайданчикових доріг використовуємо тимчасові дороги, які зводяться у підготовчий період. Внутрішньомайданчикові дороги можуть бути односторонніми (шириною 3,5 м) та двосторонніми (шириною 6 м). Радіус закруглення доріг на поворотах 8...12 м (з урахуванням необхідності проїзду великорозмірних тягачів — 18 ... 30 м). Відстань між дорогами та складом проектуємо не меншою за 0,5 м, а між дорогою та огороженням — не менше 1,5 м. В даному курсовому проекті тимчасові дороги по периметру будівлі влаштовані з дорожніх бетонних плит, інші — підсипні. В місцях роботи кранів та в інших небезпечних зонах встановлюємо знаки, які попереджують про небезпеку та обмежують швидкість. Розкладку конструкцій та матеріалів виконуємо на тимчасових майданчиках складування.

Тимчасові адміністративно-побутові будівлі розміщуємо поза межами небезпечної зони, біля в'їзду на будівельний майданчик, скомпоновані у вигляді побутового містечка. Відстань між зблокованими будівлями повинна бути не менша за 1,5 м. Відстань між групами зблокованих будівель повинна перевищувати 10 м. Відстань від дороги — не менше 1,5 м.

Тимчасові електромережі зображенні схематично: вказані трансформаторні підстанції, розподільні шафи. Радіус обслуговування однієї розподільчої шафи 25 м. На будівельному майданчику розміщені кабельні освітлювальні і силові мережі електропостачання. В будівництві використовуємо струм 380 В для роботи електродвигунів і технологічних потреб та 220 В для освітлення. Кабельні мережі прокладаємо на глибині 0,8 м.

Тимчасове водозабезпечення влаштовуємо по кільцевій схемі. Пожежні гідранти встановлюємо на відстані не більше 100 м між собою, не більше 1,5 м від дороги, не ближче 5 м від будівлі. Фонтанчики для питних потреб встановлюються на відстані до 75 м від робочих місць та в побутовому містечку.

4.12 ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ БУДГЕНПЛАНУ

У курсовому проекті при проектуванні будгенплану визначаємо наступні техніко-економічні показники.

Коефіцієнт забудови:

$$K_3 = F_2 / F_1 = 3744 / 45807 = 0,082$$

де F_1 — загальна площа території за генеральним планом, м²;

F_2 — площа забудови об'єктів, що будуються, м².

Коефіцієнт використання площі території визначають за формулою:

$$K_{вик} = (F_2 + F_{м.б.}) / F_1 = (3744 + (612 + 5340)) / 45807 = 0,212$$

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

Довжина тимчасових доріг дорівнює 890 м; довжина тимчасових мереж водопостачання — 780 м; довжина тимчасових мереж електропостачання — 1 580 м.

4.13 ЗАХОДИ З ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ ТА ОХОРОНИ ПРАЦІ

Безпека монтажних робіт.

Елементи конструкцій, що монтуються, під час переміщення повинні утримуватися від розтягування і обертання гнучкими розтяжками. Встановленні в проектне положення елементи повинні бути закріплені так, щоб забезпечити їх геометричну незмінність і стійкість. Розтяжки для тимчасового закріплення конструкцій, що монтуються, необхідно прикріпити до надійних опор. Розтяжки необхідно розташовувати за межами габаритів руху транспорту і будівельних машин.

Навісні драбини та інші необхідні для монтажу пристосування слід встановлювати і закріпляти на конструкціях, що монтуються, до їх підйому. Навісні драбини висотою більше 5 м повинні бути обладнані пристроями для закріплення фала запобіжного поясу (канатами з уловлювачами тощо), огорожені металевими дугами і закріплені на конструкціях. При монтажі монтажники повинні знаходитися на підмостях чи на раніше закріпленій конструкції.

До початку виконання монтажних робіт необхідно визначити порядок обміну умовними сигналами між особою (для того, хто керує монтажем та машиністом крана). Усі сигнали подаються лише однією особою (бригадиром монтажної бригади, ланковим, такелажником-стропальником). Лише сигнал «Стоп» може подати будь-який робітник, який помітив небезпеку.

Якщо конструкція, що монтується, знаходиться за межами поля зору машиніста крана, між ним та монтажниками повинен бути забезпечений надійний зв'язок. Якщо такої можливості немає, призначаються проміжні сигнальники з числа стропальників (такелажників).

Під час перерви у роботі залишати підняті елементи конструкцій і обладнання на гаку крана заборонено.

Роботи з переміщення і установа конструкцій, що мають велику парусність, необхідно зупиняти за швидкості вітру 10 м/с і більше.

До самостійного виконання верхолазних робіт допускаються особи не молодше 18 років, які пройшли навчання та перевірку знань з охорони праці, медичний огляд та визнані придатними до виконання даного виду робіт, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року і тарифний розряд не нижче 3-го. Робітники, що допускаються вперше до верхолазних робіт, протягом одного року повинні працювати під безпосереднім наглядом досвідчених робітників, призначених наказом керівника організації.

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 робіт допускаються особи не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, 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.

До виконання електрозварювальних та газополумєневих робіт на висоті 5 м і більше допускаються зварювальники, які пройшли спеціальний медичний огляд, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року, розряд зварювальника не нижче III.

Металеві частини електрозварювального оснащення мають знаходитися без напруги, а також повинні бути заземлені зварні вироби.

Безпека переміщення і складування вантажів.

При виконанні вантажно-розвантажувальних робіт не допускається стропування вантажу, який знаходиться в нестійкому положенні. Перед завантаженням, розвантаженням

панелей, блоків та інших залізобетонних конструкцій монтажні петлі повинні бути оглянуті і очищені від бетону. Перед початком робіт слід підібрати вантажозахватні пристосування відповідно до ваги і характеру вантажу, що піднімається. Стропи повинні бути підібрані з врахуванням числа гілок такої довжини, щоб кут між двома гілками був не більше 90°, та відповідати вантажопідйомності конструкції, що підіймають. Перед підйманням вантажу стріловими самохідними кранами перевірити за вказівником вантажопідйомність, а також встановлений машиністом виліт стріли на відповідність вазі вантажу, що піднімається.

Укладка вантажу виконується рівномірно без порушення встановлених для складування габаритів, без загромождження проходів і під'їздів. 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 конструкції та матеріали на будівельному майданчику і робочих місцях необхідно так:

- стінові панелі — у касети чи піраміди;
- плити перекриття — у штабелі висотою не більше ніж 2,5 м на підкладках із прокладками;
- колони та підкранові балки — у штабелі висотою до 2,0 м на підкладках із прокладками;
- кроквяні та підкроквяні ферми — на металеві кондуктори;
- дрібносортовний метал — у стелаж висотою не більше ніж 1,5 м.

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 1,5 м.

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.

Організація безпечної роботи на будівельному майданчику.

Внутрішні автомобільні шляхи на будівельних майданчиках повинні бути обладнані відповідними дорожніми знаками, що регламентують порядок руху транспортних засобів і будівельних машин відповідно до Правил дорожнього руху України. Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виконання робіт не може перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год - на поворотах.

Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби, а також закриті приміщення повинні бути освітлені, не засліплюючи працюючих. Обладнання систем освітлення конструктивно не повинно створювати ризик ураження електрострумом. Виконання робіт у місцях, рівень освітленості яких не відповідає вимогам, не допускається.

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К.Черненко, М.Г.Ярмоленко, Г.М.Батура та інші. – К.: Вища шк., 2002. – 430 с.
2. ДБН А.3.1–5:2016. Організація будівельного виробництва. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 46 с.
3. 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.
4. 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.
5. 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.
6. 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.
7. 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.
8. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з металевих конструкцій «Балочна клітка» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2012 р.
9. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Визначення навантажень і розрахунок рами каркасу одноповерхової промислової будівлі» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2012 р.
10. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Розрахунок та конструювання позацентрово-стиснутих одноступінчатих колон» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2012 р.
11. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Розрахунок та конструювання кроквяних ферм» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2010 р.
12. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Розрахунок та конструювання підкранових балок» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2009 р.
13. 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.
14. 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.
15. 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.
16. 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.

17. 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.
18. Гетун Г.В. Основи проектування промислових будівель: навч. посіб. – К.: Кондор, 2009. – 210 с.
19. Гетун Г.В. Архітектура будівель і споруд. Кн. 1. Основи проектування. Вид. 2-ге.: Підр. – К.: Кондор-Видавництво, 2012. – 380 с.
20. Лінда С.М. Архітектурне проектування громадських будівель і споруд : навчальний посібник/ С.М. Лінда. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", 2010. – 611 с.
21. Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки: Підручник. Плоский В.О., Гетун Г.В. – 2015 р. – 617 с.
22. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
23. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник / А.М. Павліков – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.
24. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнєцов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища шк., 1995. – 594с.
25. Конспект лекцій з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / В.І. Астахов, О.А. Паливода. – Кривий Ріг. – КНУ, 2019. – 204 с.
26. Лівінський О. М., Хоменко О.Г., Терещук М. О., Любченко І.Г., Ратушняк Г. С., Єсипенко А. Д.. Металеві конструкції . Підручник для студентів вищих навчальних закладів.- К.: «МП Леся», 2018. – 306 с.
27. Металеві конструкції / О. О. Нілов, В. О. Пермяков, О. В. Шимановський та ін.; під заг. ред. О. О. Нілова та О. В. Шимановського. – 2-е вид., перероб. і доп. – К. : Видавництво «Сталь», 2010. – 869 с.
28. Металеві конструкції: Підручник / В. Сверлов, І. Середюк, В. Середюк, Л. Жарко – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003. – 263с.
29. Клименко Ф. Є. Металеві конструкції : підручник / Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш, Л. І. Стороженко; за ред. Ф. Є. Клименка. – 2-е вид., випр. і доп. – Львів : Світ, 2002.
30. Валовой О.І., “Конструктивні рішення й технологія зведення гірничо-збагачувальних комбінатів”. «Мінерал» КТУ 2004.- 113с.
31. Валовой О.І., “Проектування, технологія та організація будівництва. Зведення і ремонт будівель та споруд”; «Видавничий дім» КТУ 2007.- 503с.
32. Валовой О.І., Валовой М.О. Проектування та інженерні вишукування в будівництві, 2012. - 373 с.
33. Валовой О.І., Валовой М.О. Технологія будівельного виробництва, 2012. - 610с.
34. Валовой О.І., Валовой М.О. Організація будівництва, 2012. - 600с.
35. Валовой О.І., Валовой М.О. “Проектування та інженерні вишукування в будівництві” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 365с.
36. Валовой О.І., Валовой М.О. “Організація будівництва” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 517с.
37. Валовой О.І., Валовой М.О. “Технологія будівельного виробництва” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 612с.
38. Організація будівництва / С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М.Тригер та ін.; За редакцією С.А. Ушацького. Підручник. – К.: Кондор, 2007. – 521 с.
39. ДБН А.2.2-3-2014. Склад, та зміст проектної документації на будівництво. – К.: Укрархбудінформ, 2014. – 40 с.
40. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної

безпеки будівель і споруд. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 30 с.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

54. 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.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

67. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 133

с.