

КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

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

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедрою _____

“ _____ ” _____ 20 _____ р.

ЗАВДАННЯ НА ВИПУСКНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА

Фурік Вадим Васильович
(прізвище, ім'я, по батькові)

- Тема роботи: " Проектування цеху збірки електродвигунів " затверджена наказом по університету від “ _____ ” _____ 20 _____ р. № _____
- Термін здачі студентом закінченої роботи _____
- Вихідні дані до роботи _____

Місце будівництва – м. Кривий Ріг.

Будівля, що проектується промислова – цех збірки електродвигунів, розміри в осях 108 х

96м. Будівля одноповерхова, Г-подібної (прямокутної) форми у плані, багатопролітна, прольоти різного напрямлення.

Конструктивна схема будинку - залізобетонний каркас. Сітка колон 6*12 м.

Фундаменти – монолітні залізобетонні.

Зовнішні стіни – залізобетонні стінові панелі.

Покрівля - рулонна.

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

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

ЗМІСТ

1. Архітектурно-будівельний розділ.....	
2. Розрахунково-конструктивний розділ.....	
3. Технологія будівництва.....	
4. Організація будівництва.....	
5. Охорона праці.....	
Перелік використаної літератури.....	

Розділ 1

Загальна характеристика запроектованої будівлі

Клас будівлі – II.

Конструктивний тип будівлі – з залізобетонним каркасом.

Ступінь довговічності – II

Кліматичний район по характеристикам – I.

Ступінь вогнестійкості – II.

2. Опис технологічних процесів

Цех збірки електродвигунів отримує вихідні матеріали з інших заводів. Основними з них є листовий метал, металеві прутки та бруски. Устаткування цеху включає ножиці та гільйотини, які дозволяють різати листовий метал завтовшки від 0,5 до 70 мм, а також відрізні верстати, здатні обробляти круглий метал діаметром до 350 мм. Тут також працює лінійка кривошипних пресів, що використовується для штампування та виготовлення заготовок з листового металу, і потужний прес на 1000 тонн, призначений для обробки листів розміром 2000x3000 мм. У цьому підрозділі виготовляють заготовки, які потім скеровуються на подальшу обробку в інші цехи. Прутки та прокат ріжуть на заготовки за допомогою ножиць, гільйотин, кривошипних пресів і відрізних верстатів. Великогабаритні листи обробляються за допомогою преса. Для транспортування заготовок у межах цеху використовують крани.

3 Генеральний план

Цех збірки електродвигунів створено генеральний план відповідно до вимог ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», а також згідно з санітарними й протипожежними нормами, з урахуванням технологічного зв'язку з іншими об'єктами на території.

Під час розробки плану територія була поділена на передзаводську та виробничу зони.

У передзаводській частині розташовані їдальня, адміністративна будівля, місця для тимчасового паркування автотранспорту тощо.

У виробничій зоні, окрім самого цеху, розміщені такі об'єкти, як склад готової продукції, ремонтні майстерні та інші споруди.

Роза вітрів сприяє належному провітрюванню будівель, а взимку – запобігає накопиченню снігу в міжліхтарному просторі.

Внутрішньозаводське транспортування здійснюється автомобілями.

Ширина проїздів та доріг передбачена у межах 6 метрів (до 10,5 м), а радіуси поворотів – 12 м.

Проектом передбачено благоустрій території: асфальтовано дороги, тротуари та майданчики, навколо будівель виконано асфальтове вимощення шириною 1 м.

Таблиця 1 – Техніко-економічні показники за генпланом

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Приміт
1	Площа ділянки	м ²	55450	
2	Площа забудови	м ²	27000	
3	Площа мощення	м ²	18000	
4	Площа озеленення	м ²	10450	
5	Щільність забудови	%	49	
6	Коефіцієнт мощення	%	32	
7	Коефіцієнт озеленення	%	19	

4. Об'ємно – планувальне рішення будівлі

Проектowana споруда — Цех збірки електродвигунів — має габаритні розміри в осях 96×108 м. Це одноповерхова, багатопрольотна будівля у формі літери «Г» (прямокутна в плані), з прольотами одного або різного напрямку.

У споруді передбачено встановлення воріт, а для пересування працівників — окремі хвіртки.

У кожному з прольотів заплановано монтаж мостових кранів із вантажопідйомністю відповідно до технічного завдання; висота кранової рейки залежить від типу колон.

У місцях перетину осей «М» і «8» передбачено температурні шви, утворені з двох спарених колон.

Крок окремих залізобетонних колон становить 6 м.

Відстань між крайніми й середніми колонами однакова — 6 м.

Крайні ряди колон мають прив'язку до поздовжніх координаційних осей на відстані «250».

Колони середнього ряду розташовані симетрично відносно координаційних осей, при цьому осі проходять через центр їх поперечного перерізу.

Поперечні координатні осі також проходять через центр перерізу колон, за винятком торцевих ділянок та зон деформаційних швів, де вісь колон зсунута на 500 мм усередину.

Показники будівлі таблиця 2.

Таблиця 2 –показники будівлі

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Приміт
1	Площа забудови	м ²	11280	
2	Будівельний об'єм	м ³	231120	
3	Корисна площа	м ²	10584	
4	Планувальний коефіцієнт	—	K ₁ = 20,5	
5	Об'ємний коефіцієнт	—	K ₂ = 0,94	

5 Конструктивне рішення будівлі

Проектowana будівля є повнокаркасною. Просторова жорсткість у поперечному напрямку досягається завдяки поперечним рамам, які формуються шляхом замоноличування колон у фундаменти та жорсткого з'єднання ферм (або балок) із колонами за допомогою зварювання.

У поздовжньому напрямку жорсткість забезпечується фундаментними балками, підкрановими балками, системою зв'язків, а також диском плит покриття, що приварені до несучих елементів покрівлі.

5.1 Колони

Підбір колон здійснюється на основі параметрів, визначених у технічному завданні на проєктування. Тип збірних залізобетонних колон залежить від об'ємно-планувальних характеристик промислової споруди та від наявності підйомно-транспортного обладнання певної вантажопідйомності.

З конструктивної точки зору колони поділяють на одногілкові та двогілкові. За розташуванням у споруді — на крайні, середні та фахверкові, які встановлюються в торцевих і поздовжніх стінах.

Розміри колон визначаються з урахуванням їхнього розташування в будівлі, її висоти, довжини прольотів, кроку колон і вантажопідйомності кранів.

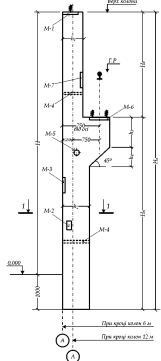
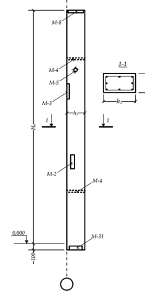
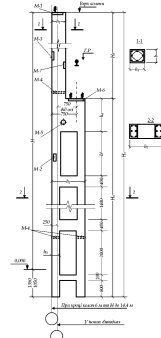
В одноповерхових спорудах для створення торцевих і поздовжніх фахверків застосовуються збірні залізобетонні колони. Такі фахверкові колони розміщують біля торцевих стін і між основними в поздовжніх при кроці крайніх колон 12 м та довжині стінових панелей 6 м. Вони призначені для монтажу стінового огороження, частково сприймаючи навантаження від ваги стін і вітру.

Фахверкові колони можуть бути як збірними залізобетонними, так і сталевими.

Збірні залізобетонні виконують суцільними з квадратним перерізом 400×400 мм. Їхня довжина визначається відповідно до умов експлуатації будівлі.

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							
3К132-6		6	30	14250	3100	10150	600 x 400
Фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі							
3КФ133-1		6	30	13300			400 x 400
Колони крайнього ряду залізобетонної будівлі							
3КД144		6	30	15570	4920	10650	1400 x 500
Колони середнього ряду залізобетонної будівлі							

5.2 Фундаменти

У дипломному проєкті передбачено використання збірного залізобетонного фундаменту з підколонником стаканного типу для монтажу збірних залізобетонних колон. Плитна частина фундаменту може мати одну, дві або три ступені (див. табл. 4).

Конструктивно стовпчастий фундамент забезпечує жорстке з'єднання з колоною за рахунок занурення її нижнього кінця в спеціально сформований стакан.

Для зменшення різноманіття типорозмірів уніфіковано геометричні параметри підколонників і фундаментів: габарити в плані кратні модулю 300 мм, відмітка

верху стакану — -0,150 м. Розміри стакана приймаються на 150 мм більші за колону зверху та на 100 мм — знизу.

Габарити підколонників у плані підбираються відповідно до перерізів колон, а параметри підосви та кількість уступів визначаються вантажопідйомністю кранового обладнання.

Для колон середнього ряду розміри підосви приймають у 1,5–2 рази більші за аналогічні для крайніх колон. Під фахверкові колони застосовують фундаменти з одним уступом і підколонником розміром 0,9×0,9 м.

У місцях розташування температурних швів (поздовжніх і поперечних) під суміжні колони проєктують спільний фундамент незалежно від їх кількості в вузлі. Розмір підосви визначається як сума підосов окремих фундаментів з додаванням вставки між осями колон та з урахуванням модульної кратності (300 мм). Якщо шов є осадочним, тоді кожна колона має окремий фундамент.

Прив'язка фундаментів здійснюється відповідно до положення колон: більші розміри підколонника й підосви орієнтуються в поперечному напрямку, менші — у поздовжньому.

Глибина закладання фундаментів з урахуванням навантажень та умов ґрунту і клімату прийнята -2,550 м. Колони бетонуються в стаканах бетоном на дрібному заповнювачі.

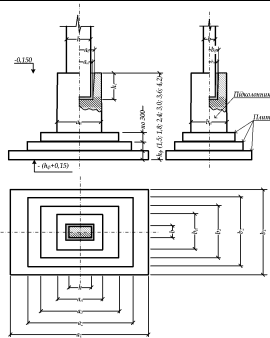
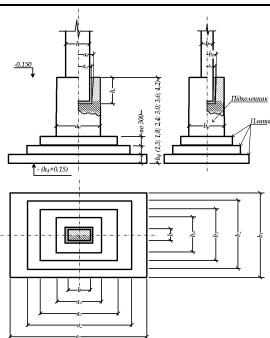
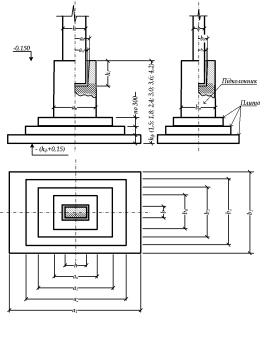
Для стін передбачені фундаментні балки, які спираються на бетонні стовпчики, встановлені на верхньому уступі фундаменту.

Вздовж обрізу фундаменту на товщину стіни до позначки +0,030 м влаштовується набетонка.

У зонах розміщення воріт фундаментні балки не передбачаються — там влаштовується суцільний монолітний фундамент товщиною 500 мм і довжиною 6 м, у який вмонтовані анкерні болти для фіксації рам воріт.

По верхній поверхні фундаментних балок передбачена гідроізоляція з одного шару цементного розчину товщиною 30 мм у співвідношенні цементу до піску 1:2.

Таблиця 4 – Збірні фундаменти стаканного типу

Марка фундаменту	Ескіз	Переріз колони, мм	Розміри стакану і підколонника, мм	Розміри сходин, мм	Висота схода фундаменту, мм
1	2	3	4	5	6
під колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі					
ФБ 19-24		600 х 400	1500 х 1500 1200 х 1200	2100 х 1800 2700 х 1800	300
під фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі					
ФА 1-6		400 х 400	1200 х 1200 900 х 900	1500 х 1500	300
під колони крайнього ряду залізобетонної будівлі					
ФД 51-55		1400 х 500	2400 х 1500 2100 х 1200	3000 х 2100 3600 х 2100 4200 х 2700	300
під колони середнього ряду залізобетонної будівлі					

5.3 Фундаментні балки

Для встановлення фундаментних балок передбачено влаштування бетонних стовпчиків-підбетонів із площею поперечного перерізу $0,3 \times 0,6$ м. Верхня позначка стовпчиків приймається на рівні $-0,45$ м, виходячи з висоти фундаментної балки $0,4$ м і кроку колон 6 м.

Позначка верху самих фундаментних балок установлюється на 30 мм нижче рівня чистої підлоги, тобто на $-0,03$ м.

Щоб запобігти деформаціям балок унаслідок здимання ґрунтів, знизу або з боків влаштовується підсипання з шлаку чи грубозернистого піску.

Утеплення пристінної робочої зони в опалювальних приміщеннях досягається підсипкою теплоізоляційного матеріалу шириною $1-2$ м.

Вздовж фундаментних балок по поверхні ґрунту проєктується асфальтове вимощення шириною 1 м з ухилом $3-5\%$ від будівлі.

Довжину фундаментної балки визначають із урахуванням її просторового розміщення (кутове, рядове, поблизу температурних швів), кроку колон і розмірів підколонника в плані (див. табл. 5).

Таблиця 5 – Збірні фундаментні балки

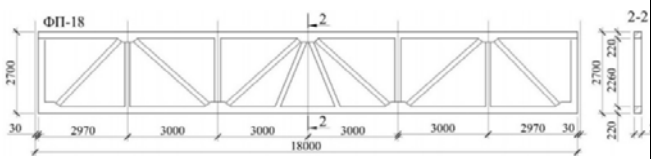
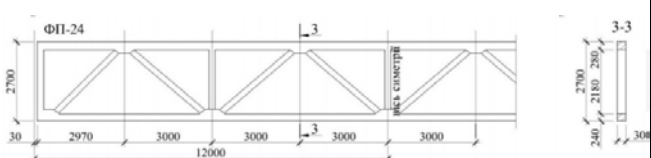
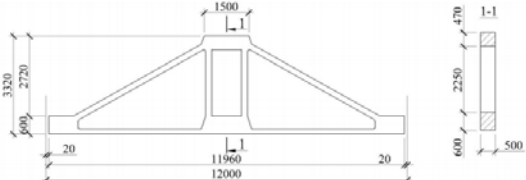
Марка балки	Ескіз	Крок колони, м	Розміри, мм
ФБ 6-12		6	450 x 400

5.4 Кроквяні та підкроквяні конструкції

На колони встановлюються несучі елементи покриття: сегментні, безрозкісні кроквяні ферми з паралельними поясами та полігональні прольоти розміром 18 і 24 м, а також ґратчасті балки з паралельними поясами, двосхилі, з прольотами 12 і 18 м (див. табл. 6). Їх монтаж здійснюється шляхом кріплення накладних сталевих пластин, приварених до закладних елементів ферм, з подальшим фіксуванням до колон за допомогою анкерних болтів. Після вирівнювання положення ферм і балок у проєктне положення — усі вузли остаточно затягуються.

При міжосьовій відстані крайніх колон 6 м, а середніх — 12 м, на колони середнього ряду першочергово монтують підкроквяні ферми або балки. Їх кріплення до колон виконується зварюванням закладних елементів стельовим швом.

Таблиця 6 – Збірні кроквяні та підкроквяні конструкції

Марка конструкції	Ескіз	L, м	Крок, м	Розм
1	2	3	4	
кроквяна конструкція окремої залізобетонної будівлі				
ФПП 6-18		18	6	18000 2
кроквяні конструкції залізобетонної будівлі				
ФПП 6-24		24	6	24000 2
підкроквяні конструкції залізобетонної будівлі				
ПФ-12		12	12	11960 3300

5.5 Підкранові балки

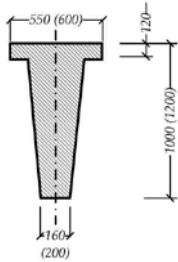
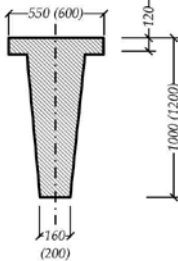
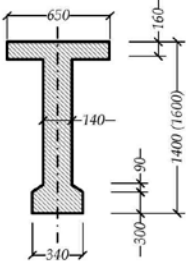
У курсовому проєкті заплановано використання опорних мостових кранів вантажопідйомністю від 10 до 50 тонн (див. табл. 7). Рух цих кранів забезпечується по підкранових балках, на які укладаються рейки. Балки жорстко з'єднуються з колонами, що додатково підсилює просторову стійкість каркасу споруди.

Залізобетонні підкранові балки застосовують в одноповерхових промислових будівлях при міжколонній відстані 6 або 12 м та вантажопідйомності кранів до 50 т. З огляду на зручність виготовлення та монтажу, вони проєктуються розрізними. Їх форма — таврового перерізу: для прольоту 6 м висота становить 800 або 1000 мм, а для прольоту 12 м — 1400 мм.

За розташуванням у будівлі балки поділяються на торцеві (біля торцевих стін), рядові та температурні (біля температурних швів). Відмінності між ними полягають у наявності й розміщенні закладних елементів для з'єднання з колонами.

Після монтажу та точного вивірювання балки прикріплюють до колон: знизу — за допомогою болтів і зварювання, зверху — приварюванням вертикального сталевго листа до закладних елементів у колоні та балці. Поверх балок укладають кранові рейки, які фіксуються притисками (лапками) на пружних прокладках.

Таблиця 7 – Підкранові балки

Марка балки	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
Окрема залізобетонна будівля			
БКНВ 6 -4с		5960	1000 x 600
Залізобетонна будівля			
БКНВ 6 -4с		5960	1000 x 600
БКНВ 12 -3с		11950	1400 x 650

5.6 Зв'язки

На конструктивне рішення системи вертикальних зв'язків впливають такі фактори, як висота будівлі, наявність або відсутність мостових кранів, а також тип покриття (зокрема — висота балок або опорна частина ферм).

У промислових спорудах, обладнаних мостовими кранами, вертикальні зв'язки по колонах зазвичай встановлюються нижче рівня підкранових балок у одному — переважно середньому — міжколонному прольоті кожного температурного блоку (див. рис. 1). При цьому самі підкранові балки виконують функцію розпірок у вертикальній системі зв'язків. Якщо технологічні умови не дозволяють розмістити зв'язки в середньому прольоті, допускається їх переміщення до сусіднього кроку колон.

У випадку наявності підкровоквних ферм, саме вони виконують роль розпірок по колонах, і окремі елементи для цієї мети не передбачаються.

Окрім розглянутих вертикальних зв'язків по колонах, також проєктуються зв'язки по ліхтарях та по напрямних підвісних кранових шляхів.

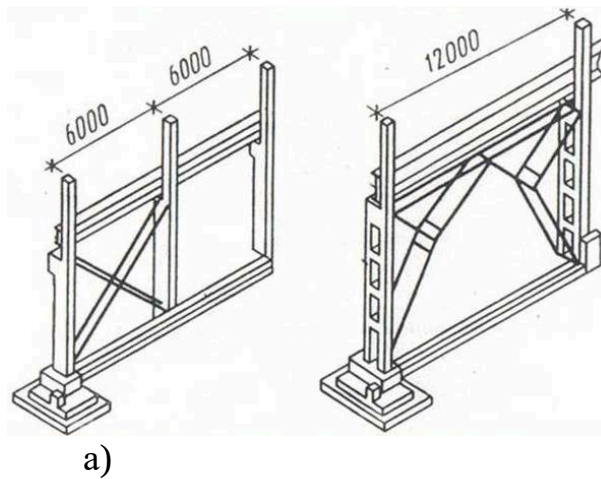


Рисунок 1 – Зв'язки: а – при кроці колон 6 м; б – при кроці колон 12 м.

5.7 Плити покриття

Залізобетонні плити, які виконують функцію покрівельної основи, монтуються на поперечні кроквяні конструкції (див. табл. 8). При кроці цих конструкцій у 6 метрів використовуються плити розмірами 3×6 м та 1,5×6 м, а при кроці 12 м — відповідно 12×6 м і 1,5×12 м. Основний тип плит — шириною 3 м, що відповідає відстані між вузлами кроквяних елементів. Плити шириною 1,5 м застосовуються переважно в зоні розжолобків, де виникають підвищені снігові навантаження, з якими не можуть впоратися елементи шириною 3 м. Усі покрівельні плити мають закладні деталі на торцях несучих поздовжніх ребер, які з'єднуються з фермами шляхом зварювання. Шви між плитами заповнюються цементним розчином марки М100. У місцях температурних швів і на торцях споруди закладні елементи плит розташовані зі зміщенням на 500 мм.

Таблиця 7 – Плити покриття

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
Окрема залізобетонна будівля			
ПНС-10		5960	1490 х 300
Залізобетонна будівля			
ПНС-10		5960	1490 х 300

5.8 Стінове огороження

Стінові панелі використовуються для огороження як опалюваних, так і неопалюваних споруд, незалежно від типу каркаса чи матеріалів, при міжосьовій відстані колон 6 або 12 метрів. У більшості випадків висота панелей становить 1,2 або 1,8 м, а довжина — 6 або 12 м. Нижній край першої панелі, як правило, відповідає рівню підлоги. З конструктивних та монтажних міркувань верхній ряд панелей в межах висоти приміщення рекомендується розміщувати на 0,6 м нижче кроквяних ферм, а в межах висоти ферм — на 0,3 м нижче верхнього пояса.

Для будівель із залізобетонним каркасом доцільно застосовувати легкобетонні самонесучі панелі. Основні панелі уніфіковані під модуль 300 мм і мають висоту 1,2 або 1,8 м, підкарнизні та парапетні — 0,9 і 1,5 м. Цокольна панель зазвичай має висоту 1,2 м, проте в разі технологічної необхідності допускається збільшення.

У місцях, де колони каркаса зсунуті відносно поперечної координаційної осі на 500 мм, використовують поздовжні панелі або панелі з добірними вставками. У торцях будівлі панелі фіксують до фахверкових колон.

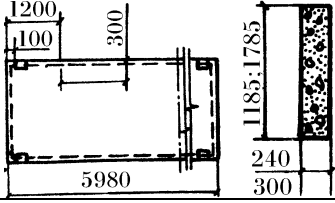
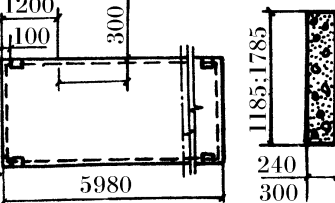
Товщина горизонтальних швів між панелями становить 15 мм, а вертикальних — 20–30 мм залежно від довжини (6 або 12 м). У зв'язку з температурними й усадковими деформаціями товщина швів змінюється, тому заповнювач має бути еластичним, водонепроникним і стійким до атмосферного впливу. Для цього використовують пороізол, герніт або пружні мастики.

Проектом передбачено самонесучі одношарові стінові панелі (див. табл. 8) завтовшки 300 мм. Вони кріпляться до колон за допомогою з'єднання з двох сталевих кутиків 125×16 мм, L = 100 мм, які приварюють до закладних елементів колон і панелей з гнучким анкером і пластиною. Панелі виготовляються на заводі в готовому вигляді зі зовнішнім і внутрішнім фактурним шаром цементно-піщаного розчину по 20 мм завтовшки.

У зонах воріт і дверей стінові отвори закладають цеглою марки М100 на розчині М50, товщиною 380 мм.

Таб

лиця 8 – Стінове огороження

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

5.9 Вікна

Світлові отвори в стінах можуть бути виконані у вигляді окремих вікон або протяжних стрічок (див. рис. 2). У висотних спорудах та будівлях, оснащених мостовими кранами, вікна зазвичай розміщуються у два, а іноді й у три яруси. Заповнення прорізів здійснюється окремими сталевими блоками або віконними панелями.

Каркас вікон формується із вертикальних елементів — імпостів, розташованих із кроком 1,5 або 2 м, які з'єднуються з закладними деталями в перемичках зварюванням. До імпостів болтами кріпляться як глухі рами, так і ті, що відкриваються (із верхньою, нижньою чи бічною підвіскою). Козирки монтуються виключно над рами, що відкриваються.

Сталеві панелі для вікон при 6-метровому кроці колон мають габарити $6 \times 1,2$ або $6 \times 1,8$ м. Якщо висота отвору не перевищує 20 м, панелі монтують одна над одною, скріплюючи між собою болтами М12. При більшій висоті конструкції передбачається встановлення додаткового ригеля з прокатного металопрофілю — для компенсації власної ваги вікон і вітрового навантаження.

Скло в глухих елементах фіксується до несучої рами через ущільнювальний гумовий профіль.

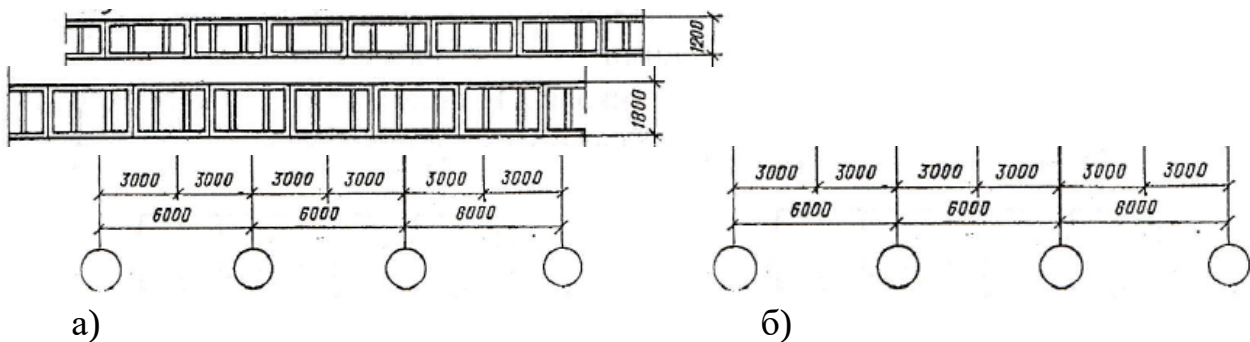


Рисунок 2 – Вікна: а – при висоті 1,2 м; б – при висоті 1,8 м.

5.10 Ворота

У рамках курсового проєкту передбачено встановлення розпашних воріт для заїзду автомобільного транспорту з різною вантажопідйомністю. Для транспортних засобів прийнято типові розміри прорізу $3,6 \times 4,2$ м (див. рис. 3).

Конструктивно рама воріт складається з ригеля та двох вертикальних стійок, які монтуються на фундамент та фіксуються анкерними болтами. Рама встановлюється із зовнішнього боку споруди.

Для вільного заїзду безрейкового транспорту ззовні воріт передбачено влаштування похилого бетонного пандуса, що забезпечує плавний з'їзд і заїзд до будівлі.

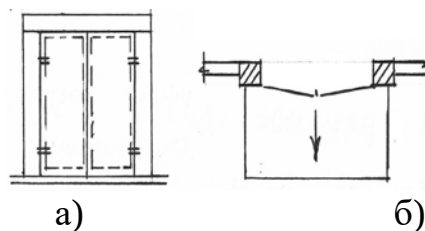


Рисунок 3 – Розпашні ворота: а – вид з торця; б – вид згори.

5.11 Покрівля та система водовідводу

Проектом передбачено влаштування суміщеної, неvented рулонної покрівлі, що складається з двох шарів руберойду із захисним шаром із гравію, зануреного в бітумну мастику (див. рис. 4).

На вирівняну поверхню плит покриття наносять пароізоляцію у вигляді одного шару руберойду, покладеного на бітумну мастику.

У зонах прилягання покрівлі до парпетів або інших вертикальних елементів конструкції її посилюють трьома додатковими шарами руберойду з перекриттям 100–150 мм між шарами. Ці шари заводяться на стіну на висоту 250 мм та закріплюються дюбелями з інтервалом 600 мм через сталеву смугу розміром 40×4 мм, а також захищаються фартуком із оцинкованої сталі. Поверх стику наноситься герметизувальна мастика.

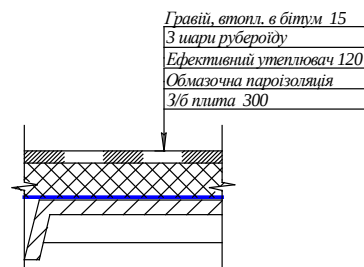


Рисунок 4 – Фрагмент покрівлі

В проєкті передбачено внутрішній організований водовідвід. Водостічні лійки встановлюються в знижених ділянках покрівлі — розжолобках — з інтервалом не більше 48 м. Їх розміщення виконується з прив'язкою до координаційних осей: 450 мм у поздовжньому напрямку та 500 мм — у поперечному.

Ліхтарі

Залежно від функціонального призначення, ліхтарі класифікують як світлоаераційні, аераційні або світлові. Тип і конструктивне виконання ліхтарів визначають з урахуванням мікроклімату в приміщенні, регіональних кліматичних умов та інших факторів.

У даному проєкті застосовано подвійні світлоаераційні ліхтарі шириною 6 і 12 м. Висота світлопрозорого застклення становить 1750 мм; відкривання здійснюється за допомогою електроприводу до певного кута нахилу від вертикалі (значення кута вказується у кресленнях).

Ліхтарі розміщуються паралельно поздовжній осі будівлі. Для зручності експлуатації та відповідно до протипожежних норм, довжина кожного ліхтаря не повинна перевищувати 84 м. У разі потреби в більшій довжині їх проєктують із розривами, кратними або рівними кроку кроквяних конструкцій. Також ліхтарі не повинні доходити до торцевих стін будівлі на 6 м.

Для приміщень із прольотами 12 і 18 м використовують ліхтарі шириною 6 м, для ширших прольотів — 12 м. Конструкція ліхтаря включає поперечні сталеві рами та поздовжні елементи, серед яких: бортові плити, прогони для кріплення заповнення світлових отворів, конструктивні елементи покриття й систему зв'язків.

Покрівля ліхтаря виконується з тих самих матеріалів та конструктивно повторює основне покриття будівлі.

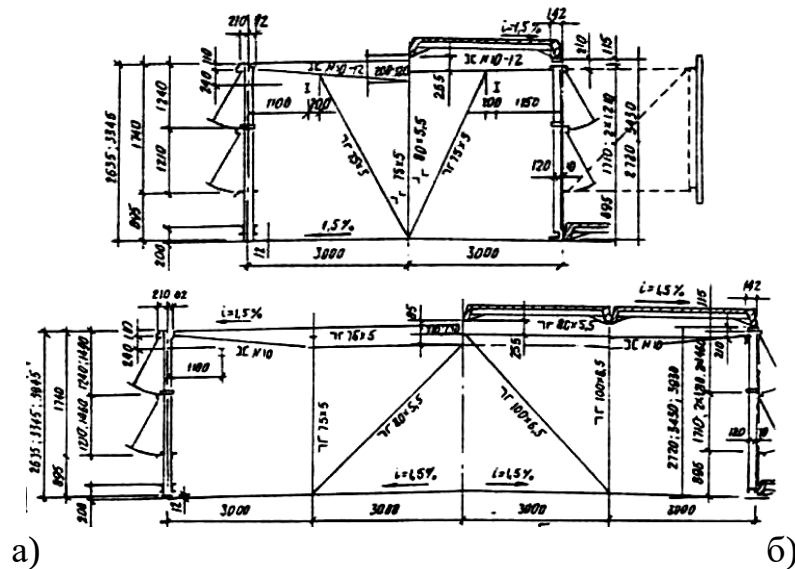


Рис 5 – Ліхтарі: а – 6 м; б – 12 м

5.13 Підлоги

Під час вибору типу та конструкції підлоги враховується характер виробничих навантажень, що діють на неї, а також необхідність забезпечення її довговічності та надійної експлуатації. Конструкція підлоги включає такі основні елементи: покриття, підстильний шар, прошарок, стяжку, гідроізоляцію та основу. Проектування підлог здійснюється відповідно до функціонального призначення приміщень, умов експлуатації та специфічних вимог до поверхні. Склад конструкції підлоги, типи матеріалів і товщина кожного шару визначені в експлікації підлог і зазначені на кресленнях (див. табл. 9).

Таблиця 9 – Підлоги

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	2592

5.14 Опорядження будівлі

Зовнішнє опорядження будівлі складається із розшивки швів так як панелі доставляються на будівельний майданчик повного заводського гатунку 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.

6 Розрахунок природного освітлення

Глибина приміщення $B = 36$ м; висота приміщення $H = 24,8$ м; розряд роботи зору – IV; ліхтарі – подвійні; засклення – листове. Площа засклення $S = 1591,2 \text{ м}^2$

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

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

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:

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

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

$k_3 = 1,5$ - коефіцієнт запасу;

$\eta_0 = 14$ - світлова характеристика вікна;

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

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

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

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

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

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

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

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

Для визначення r_1 знаходять середній коефіцієнт відбиття:

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

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

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

7 Теплотехнічний розрахунок

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

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

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

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

Опір теплопередачі огороження:

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

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

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

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

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

Параметри прийнятої конструкції відповідають умовам експлуатації та розрахунковій температурі.

Розрахунок панелі покриття

Вихідні дані для проектування

Панель покриття має номінальні розміри: довжина 12 м, ширина 3 м, висота 450 мм. Просторова структура утворена поздовжніми та поперечними ребрами трапецієподібного профілю:

ширина поздовжніх ребер: 100 мм знизу, 140 мм зверху;

поперечні ребра розміщені з кроком близько 1 м, висотою 150 мм, із шириною: 40 мм у нижній частині та 160 мм у верхній.

Матеріал конструкції — важкий бетон класу В35.

Армування виконується:

плитна частина — зварна сітка;

поперечні ребра — плоскі зварні каркаси з арматурою класу А-III;

поздовжні ребра — попередньо напружена арматура класу А-V, доповнена каркасами та арматурними сітками в опорних зонах.

Панель відноситься до III категорії тріщиностійкості, згідно з вимогами нормативних документів.

Проектування ведеться для опалюваної промислової будівлі з нормальним вологісним режимом, без агресивних впливів середовища. Об'єкт розташований у III сніговому районі, а коефіцієнт надійності за призначенням приймається рівним 0,95.

Для арматури класу А-V: $R_s = 680 \text{ МПа}$, $R_{s,ser} = 785 \text{ МПа}$, $E_s = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; для сталі класу А-III діаметром 10-40 мм $R_s = 365 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ [7].

Для бетону класу В35 $R_b = 17,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,15 \text{ МПа}$, $R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа}$, $R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа}$, $E_b = 34500 \text{ МПа}$, $\gamma_{b2} = 0,9$ [7].

2.ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕННЯ

На панель покриття діє постійне та змінне навантаження. Постійне навантаження складається з ваги теплоізоляційного шару та власної ваги панелі. Змінне навантаження створює вага снігового покриву та вага пилу.

Характеристичне значення від власної ваги панелі:

$$c_n = \nu \rho \cdot 9,81 / l_n b_n = 2,72 \cdot 2,5 \cdot 9,81 / 12 \cdot 3 = 1,85 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Характеристичне значення снігового навантаження (для III снігового району):

$$S_n = S_0 \cdot \mu = 1,4 \cdot 1 = 1,4 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$\mu = 1$ - для будівель з двосхильним покриттям при куті нахилу менше 25° [1].

Характеристичне значення навантаження від пилу:

$$d_n = d_0 \cdot \mu = 0,2 \cdot 1 = 0,2 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Підрахунок навантажень наведений у таблиці 1.

Таблиця 1

Вид навантаження	Коеф. надійності з наван-ня	Навантаження		
		Характер истичне	Експлуа таційне	Граничне
<u>Постійне</u>				
Шар гравію, затоплений у дьогтьову мастику	1,3	0,15	0,143	0,185
Руберойдовий килим	1,1	0,10	0,095	0,105
Асфальтова стяжка $t=2$ см, $\rho=1,8$ т/м ³ ($0,02 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 9,81=0,353$)	1,2	0,353	0,336	0,403
Утеплювач з пінобетонних плит $t=12$ см, $\rho=0,5$ т/м ³ ($0,12 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 9,81=0,59$)	1,2	0,59	0,56	0,67
Обмазувальна пароізоляція	1,1	0,06	0,057	0,063
Разом навантаження від ізоляційного шару		1,25	1,19	1,43
Панель покриття з бетоном замоноличування	1,1	1,85	1,76	1,93
Усього постійне навантаження		3,1	2,95	3,36
<u>Змінне</u>				
Снігове (короткочасне)	1,04	1,2	1,14	1,19
Пилове (тривале)	1,3	0,2	0,19	0,25
Усього змінне навантаження		1,4	1,33	1,44
Усього повне навантаження		4,5	4,28	4,8
в т. ч. :				
тривалої дії		3,15	3,0	3,36
короткочасної дії		1,35	1,28	1,44

3. РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПАНЕЛІ

Визначення типу плити

Плита панелі, що має товщину $t=25$ мм, удає із себе однорядну багато пролітну нерозрізну плиту з вічками-ділянками, які защемлені вздовж контуру поперечними та поздовжніми ребрами.

Розміри ділянок плити у світлі між гранями ребер середніх та крайніх уздовж панелей:

$$l_1 = 99 - (16 / 2) \cdot 2 = 83 \text{ см}$$

$$l_{1e} = 103 - 27,5 - 16 / 2 = 68 \text{ см}$$

середніх та крайніх упоперек панелі:

$$b_1 = 295 - 14 \cdot 2 = 267 \text{ см}$$

Так як відношення більшого боку плити до меншого

$$b_1 / l_1 = 267 / 83 = 3,22 > 2$$

та $b_1 / l_{1e} = 267 / 68 = 3,93 > 2$ – плита панелі розраховується як балочна плита, що обирається на поперечні ребра.

Розрахункова схема та визначення навантаження

За розрахункову схему плити приймається 5-ти прольотна нерозрізна балка прямокутного перерізу заввишки 2,5 см та завширшки 267 см, що завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахункові прольоти дорівнюють відстаням між гранями поперечних ребер. На торцеві ребра плита вільно обпирається (рис 1).

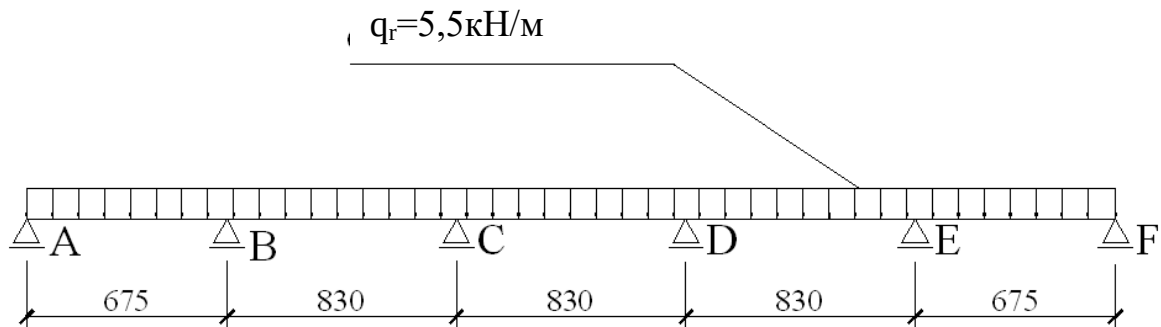


Рис. 1. Розрахункова схема та розрахунковий переріз плити

Навантаження на плиту складається з постійного та змінного. Постійне навантаження включає власну вагу плити завтовшки $t=25$ мм та навантаження від теплоізоляційного шару $i=1,43 \text{ кН/м}^2$. Змінне навантаження $v=1,44 \text{ кН/м}^2$.

Граничне навантаження від власної ваги на 1 м^2 площі плити :

$$r_1 = I \cdot t \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1 \cdot 0,025 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 0,64 \text{ кН / м}^2$$

Розрахункове постійне розподілене навантаження, що діє на плиту з вантажної площадки завширшки 2,67 м

$$g_r = (i + r) \cdot b_1 = (1,43 + 0,64) \cdot 2,67 = 5,5 \text{ кН / м}$$

Розрахункове змінне розподілене навантаження, що діє на плиту з тієї ж площадки

$$v_r = v \cdot b_1 = 1,44 \cdot 2,67 = 3,8 \text{ кН / м}$$

Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на плиту:

$$q_r = g_r + v_r = 5,5 + 3,8 = 9,3 \text{ кН / м}$$

Визначення зусиль

Згинаючий момент в крайніх прольотах плити:

$$M_{ab} = q_r \cdot l_{1e}^2 / 11 = 0,093 \cdot 68^2 / 11 = 39,1 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Згинаючий момент в середніх прольотах та на середніх підпорах:

$$M_{bc} = M_c = q_r \cdot l_1^2 / 16 = 0,093 \cdot 83^2 / 16 = 40 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Для подальшого розрахунку приймається момент, що має найбільше значення, тобто $M_{bc} = 40 \text{ кН} \cdot \text{см}$.

Розрахунок арматури

Плита армується зварною сіткою з дрової арматури класу Вр-1. Зварна сітка розміщується посередині товщини плити так, що захисний шар бетону знизу для робочої арматури становить не менше 10 мм.

Призначається діаметр поздовжніх стержнів зварної сітки $d_1 = 4 \text{ мм}$, поперечних $d_2 = 4 \text{ мм}$. Захисний шар бетону робочих стержнів приймається $a_l = 10 \text{ мм}$, тоді

$$a = a_g + d_1 / 2 = 1 + 0,4 / 2 = 1,2 \text{ см}$$

Робоча висота перерізу :

$$h_0 = t - a = 2,5 - 1,2 = 1,3 \text{ см}$$

$$\alpha_m = M_{bc} / R_b \cdot b_1 \cdot h_0 = 40 / 1,75 \cdot 267 \cdot 1,3^2 = 0,051$$

$$\xi = 0,053$$

$$\zeta = 0,974 [7].$$

Потрібна площа перерізу арматури:

$$A_{s,req} = M_{bc} / R_s \cdot \zeta \cdot h_0 = 40 / 0,974 \cdot 36,5 \cdot 1,3 = 0,87 \text{ см}^2$$

Приймаємо 7Ø4 Вр-І з загальною площею $A_s = 0,88 \text{ см}^2$

Коефіцієнт армування

$$\mu = A_s / b_1 \cdot h_0 = 0,88 / 267 \cdot 1,3 = 0,0025 > \mu_{\min} = 0,0005$$

Поздовжні стержні арматурної сітки плити розміщуються з кроком:

$$v = b_1 / 7 = 267 / 7 = 38,2 \text{ см} - \text{приймаємо крок } v = 200 \text{ см}$$

Конструювання арматурної сітки

Довжина та ширина зварної арматурної сітки, якою армується плита панелі призначається з урахуванням захисного шару бетону з торців панелі $a_{bc} = 15 \text{ мм}$ та з боків панелі $a_{dl} = 10 \text{ мм}$. Довжина зварної арматурної сітки :

$$l_n = 11940 - 2 \cdot a_{bc} = 11940 - 2 \cdot 15 = 11910 \text{ мм}$$

$$a_n = 2950 - 2 \cdot a_{bl} = 2950 - 2 \cdot 10 = 2930 \text{ мм}$$

Кількість кроків поперечних стержнів :

$$n_1 = l_n / u = 11910 / 250 = 47$$

$$n_2 = l_n / v = 2930 / 200 = 14$$

Довжина кінцевих випусків:

$$c_1 = (l_n - n_1 \cdot u) / 2 = (11910 - 47 \cdot 250) / 2 = 80 \text{ мм}$$

$$c_2 = (a_n - n_2 \cdot v) / 2 = (2930 - 14 \cdot 200) / 2 = 65 \text{ мм}$$

Зварна арматурна сітка позначається С1. Марка сітки С1

$$C1 \frac{4BpI - 200}{4BpI - 250} 2930 \times 11910 \frac{80}{65}$$

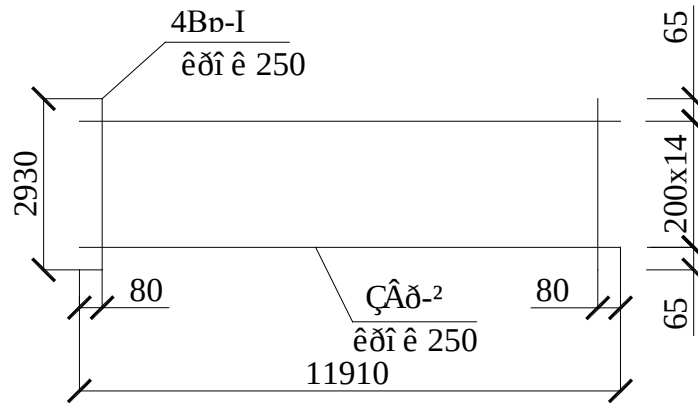


Рис. 2. Зварна сітка плити панелі

Перевірка міцності плити на дію зосередженого навантаження

Плита панелі перевіряється на додаткову дію зосередженого навантаження, що утворюється від ваги робітника з інструментом $v_{n,sh} = 1 \text{ кН}$, прикладеного посередині середнього прольоту.

Розрахунковий згинаючий момент від сукупної дії постійного, тривалого (від пилу) та короточасного навантаження:

$$M = (g_r + db_1) \cdot l_1^2 / 16 + v_{n,sh} \gamma_f \gamma_n l_1 / 6 = (5,5 + 0,12 \cdot 2,67) \cdot 0,83^2 / 16 + 1 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 0,83 / 6 = 0,418 \text{ кН} \cdot \text{м} = 41,8 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = \mu R_s / R_b = 0,0025 \cdot 36,5 / 1,55 = 0,059$$

Тоді $\alpha_m = 0,057$ [7]

Несуча здатність плити:

$M_{adm} = \alpha_m R_b b_1 h_0^2 = 0,057 \cdot 1,75 \cdot 267 \cdot 1,3^2 = 45 \text{ кН} \cdot \text{см} > 40 \text{ кН} \cdot \text{см}$, отже міцність плити на додаткову дію зосередженого навантаження забезпечена.

4. РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОГО РЕБРА

Для проектування панелі досить виконати розрахунок одного будь-якого проміжного поперечного ребра як більш навантаженого. Армування середнього і крайніх поперечних ребер приймається за результатами розрахунку проміжного ребра.

Визначення навантаження

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від теплоізоляційного шару (див. табл.1)

$$i_w = 1,43 \cdot 0,99 = 1,42 \text{ кН / м}$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної ваги плити:

$$r_w = 0,64 \cdot 0,99 = 0,634 \text{ кН / м}$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної ваги ребра з середньою шириною $b_m = (b_{\text{inf}} + b_{\text{sup}}) / 2 = (0,04 + 0,16) / 2 = 0,1 \text{ м}$

$$w = b_m \cdot (h - h'_f) \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,1(0,15 - 0,025) \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 0,32 \text{ кН / м}$$

Загальне розрахункове постійне навантаження:

$$g_w = i_w + r_w + w = 1,42 + 0,634 + 0,32 = 2,37 \text{ кН / м}$$

Розрахункове змінне рівномірно розподілене навантаження:

$$v_w = v \cdot l_w = 1,44 \cdot 0,99 = 1,43 \text{ кН / м}$$

Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на поперечне ребро панелі

$$q_w = g_w + v_w = 2,37 + 1,43 = 3,8 \text{ кН / м}$$

Розрахункова схема і розрахунковий переріз

Розрахунковий проліт (відстань між осями поздовжніх ребер):

$$l_0 = 295 - 2(14 / 2) = 281 \text{ см}$$

Так як $h'_f = 2,5 \text{ см} > 0,1h = 0,1 \cdot 0,15 = 1,5 \text{ см}$ ширина плити, що враховується в розрахунку приймається

$$b'_f = b_{\text{sup}} + l_0 / 3 = 16 + 281 / 3 = 110 \text{ см} > l_w = 99 \text{ см}$$

Тоді $b'_f = 99 \text{ см}$.

Переріз поперечного ребра приводиться до еквівалентного таврового з прямокутним ребром $b_m = 10 \text{ см}$

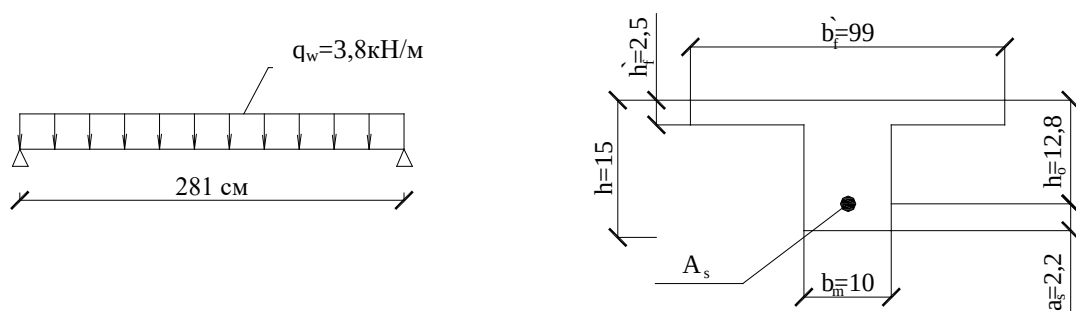


Рис.2 Розрахункова схема та розрахунковий поперечний переріз поперечного ребра.

Розрахункові зусилля

Згинаючий момент посередині прольоту:

$$M_w = q_w \cdot l_0^2 / 8 = 0,038 \cdot 281^2 / 8 = 375,1 \text{ kH} \cdot \text{см}$$

Поперечна сила:

$$Q_w = q_w \cdot l_0 / 2 = 0,038 \cdot 281 / 2 = 5,3 \text{ kH}$$

Розрахунок поздовжньої арматури

Для визначення робочої висоти перерізу попередньо призначається діаметр поздовжньої робочої арматури $d=14\text{мм}$, захисний шар бетону приймається $a_l = 15\text{мм}$, виходить:

$$a_s = a_g + d / 2 = 1.5 + 1.4 / 2 = 2.2 \text{ см}$$

Робоча висота перерізу :

$$h_0 = h - a = 15 - 2.2 = 12.8 \text{ см}$$

Так як

$$M_w = 375,1 \text{ kH} \cdot \text{см} < M'_f = 1.75 \cdot 99 \cdot 2.5 \cdot (12.8 - 0.5 \cdot 2.5) = 5002.6 \text{ kH} \cdot \text{см}$$

межа стисненої зони проходить в полиці таврового перерізу і тому за розрахунковий приймається прямокутний переріз завширшки $b'_f = 99 \text{ см}$.

$$\alpha_m = \frac{M_w}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{375,1}{1,75 \cdot 99 \cdot 12,8^2} = 0,013$$

$$\zeta = 0,994 [7].$$

Потрібна площа перерізу арматури:

$$A_{s,req} = \frac{M_w}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{375,1}{36,5 \cdot 0,994 \cdot 12,8} = 0.81 \text{ см}^2$$

Приймаємо 1Ø12 А-III з загальною площею $A_s=1,13 \text{ см}^2$

Коефіцієнт армування (без урахування зв'язів полиці)

$$\mu = A_s / b_1 \cdot h_0 = 1.13 / 10 \cdot 12.8 = 0.009 > \mu_{\min} = 0.0005$$

Розрахунок поперечної арматури

Довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу:

$$c = 2.5 \cdot h = 2.5 \cdot 12.8 = 32 \text{ см}$$

Для важкого бетону $\varphi_{b2} = 1.5 [1]$.

Гранична поперечна сила на краю похилого перерізу, яку здатне витримати поперечне ребро панелі без участі поперечної арматури

$$Q_b = \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0^2 / c = 1.5 \cdot 0.115 \cdot 10 \cdot 12.8^2 / 32 = 8.83 \text{ kH}$$

$Q_w = 5,3 \text{ kH} < Q_b = 8,83 \text{ kH}$ – поперечна арматура устанавлюється конструктивно.

Конструювання арматурних каркасів

Плоскі арматурні каркаси проміжних поперечних ребер позначаються КР2, середнього і торцевих – КР3. З умови зварюваності при діаметрі поздовжньої арматури 12 мм поперечні стержні приймаються діаметром 4 мм. Біля підпор на ділянках завдовжки

$$l_1 = l_0 / 4 = 281 / 4 = 70 \text{ см}$$

Крок поперечних стержнів приймається 100мм, в середній частині каркасу – 200мм.

З урахуванням захисного шару бетону $a_b = 10 \text{ мм}$ довжина каркасів:

$$l = 2950 - 2 \cdot a_b = 2950 - 2 \cdot 10 = 2930 \text{ мм}.$$

Висота каркасів :

$$\text{КР2} - a = 150 - 2 \cdot a_b = 150 - 2 \cdot 10 = 130 \text{ мм}$$

$$\text{КР3} - a = 250 - 2 \cdot a_b = 230 \text{ мм}$$

Для поліпшення анкетування робочої поздовжньої арматури плоских зварних каркасів на їх кінцях приварюють арматурні з класу А-III коротуни завдовжки 60мм і діаметром 10мм. Плоскі арматурні каркаси для армування поперечних ребер показані у кресленнях.

5. РОЗРАХУНОК ПОЗДОВЖНІХ РЕБЕР

Розрахункова схема

Для поздовжніх ребер панелі разом з плитою удають із себе згинальний елемент П-подібного перерізу. Для зручності розрахунку такий переріз приводять до еквівалентного таврового з полицею у стисненій зоні.

Середня ширина зведеного ребра еквівалентного перерізу:

$$b_m = 2(b_{\text{inf}} + b_{\text{sup}})/2 = (10 + 14)/2 = 24 \text{ см}$$

$$\text{так як } h'_f = 2.5 \text{ см} < 0.1h = 0.1 \cdot 0.45 = 4.5 \text{ см},$$

$$\text{то } \begin{cases} b'_f = 295 \text{ см} \\ b'_f = 1186/3 = 395 \text{ см} \end{cases}$$

отже, приймаємо $b'_f = 295 \text{ см}$.

Розрахунковий проліт – відстань між осями підпор, що віддалені від торців панелі на $a=5 \text{ см}$

$$l_0 = l_e - 2 \cdot a = 1196 - 2 \cdot 5 = 1186 \text{ см}$$

Розрахункове навантаження та зусилля

Рівномірно розподілене навантаження на зведений переріз поздовжніх ребер передається з вантажної площі, ширина якої є номінальна ширина панелі $b_n = 3 \text{ м}$.

$$\text{Розрахункове навантаження } q = p \cdot b_n = 4.11 \cdot 3 = 12.33 \text{ кН / м}$$

Для класу арматури А-V та важкого бетону класу В35 $\xi_r = 0.47$. Так як $\xi = 0.028 < \xi_r = 0.47$, то додаткова стиснута арматура за розрахунком не потрібна.

Так як $\xi = 0.024 < 0.5\xi_r = 0.235$, то $\gamma_{b2} = \eta = 1.1$ [7].

Враховуючи ненапружену арматуру 2Ø5 Вр-I з $A_s=0,393 \text{ см}^2$ плоских каркасів, потрібна площа попередньо напруженої арматури:

$$A_{sp,req} = (25319 - 36 \cdot 0.393 \cdot 0.986 \cdot 41.5) / (1.1 \cdot 81.5 \cdot 0.986 \cdot 41.5) = 6.74 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2Ø22 А-V з $A_s=7,6 \text{ см}^2$. Попередньо напружена арматура розміщується по одному стрижню в кожному повздовжньому ребрі [2].

Розрахунок поперечної арматури

Орієнтовано приймається коефіцієнт поперечного армування $\mu_w = 0.001$.

$$\alpha_p = \frac{E_{sp}}{E_b} = 190000 / 34500 = 5.51$$

Коефіцієнт, що враховує вплив поперечної арматури на міцність елемента по похилій смузі

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha_p \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 5.51 \cdot 0.001 = 1.03 < 1.3$$

Коефіцієнт, що враховує міцність та вид бетону:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0.01 \cdot 17.5 = 0.825$$

Так як

$$\begin{aligned} 0.3\varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b_m \cdot h_0 &= 0.3 \cdot 1.03 \cdot 0.825 \cdot 1.75 \cdot 24 \cdot 41.5 = \\ &= 444.33 \text{ кН} > Q_{\max} = 85.4 \text{ кН} \end{aligned}$$

Міцність поздовжніх ребер на дію поперечної сили по похилій смузі між похилими тріщинами забезпечена, тобто прийняті розміри поперечного перерізу поздовжніх ребер достатні.

Значення попереднього напруження без урахування втрат

$$\sigma_{sp} = 985 - 60 = 725 \text{ МПа} [7]$$

$$p = 30 + 360 / 12 = 60 \text{ МПа}$$

Орієнтоване значення сумарних витрат попереднього напруження приймається

$$\sigma_{los} = 100 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт точності натягнення арматури для електротермічного способу натягнення арматури $\gamma_{sp} = 0.9$ [1].

Орієнтоване значення зусилля попереднього обтиску з урахуванням усіх втрат

$$p = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \cdot A_{sp} = 0.9(72.5 - 10) \cdot 7.6 = 427.5 \text{ кН}$$

Коефіцієнт, що враховує вплив поздовжньої сили на міцність похилого перерізу:

$$\varphi_n = 0.1 \cdot p / R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0 = 0.1 \cdot 427.55 / 0.115 \cdot 24 \cdot 41.5 = 0.4 < 0.5$$

Довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу

$$c = 2.5 \cdot h_0 = 2.5 \cdot 41.5 = 103.75 \text{ см}$$

Для важкого бетону : $\varphi_{b3} = 0.6$; $\varphi_{b4} = 1.5$ [1].

Гранична поперечна сила на краю похилого перерізу, яку здатні витримати поздовжні ребра панелі без урахування роботи поперечної арматури

$$Q_b = \varphi_{b4}(1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0^2 / c = 1.5(1 + 0.4) \cdot 0.115 \cdot 24 \cdot 41.5^2 / 103.75 = 96.2 \text{ kH}$$

Так як значення Q_b повинно бути не менше

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0 / 1 = 0.6(1 + 0.4) \cdot 0.115 \cdot 24 \cdot 41.5 / 1 = 96.2 \text{ kH}$$

Приймаємо $Q_b = 96.2 \text{ kH}$

Рівномірно розподілене навантаження з урахуванням еквівалентного навантаження

$$q_1 = (g + v/2)b_n = (3.36 + 1.44/2)3 = 12.24 \text{ kH / м}$$

Поперечна сила на краю похилого перерізу, який починається від підпори і має довжину $c = 103.75 \text{ см}$

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 85.4 - 0.1224 \cdot 103.75 = 72.7 \text{ kH}$$

Так як $Q = 72.7 \text{ kH} < Q_b = 96.2 \text{ kH}$ поперечна арматура в поздовжніх ребрах за розрахунком не потрібна, а встановлюється за конструктивними вимогами.

Конструювання плоских арматурних каркасів

В кожному поздовжньому ребрі встановлюється по одному плоскому арматурному каркасу, які позначаються КР1. Каркаси виготовляються із дротової арматури класу Вр-I, поздовжні стержні приймаються діаметром 5 мм, поперечні – 4 мм.

Крок поперечних стержнів на кінцевих ділянках каркасу (на відстані $12/4=3\text{м}$):

$$S_1 = h / 2 = 45 / 2 = 22.5 > 15 \text{ см} \text{ приймається } S_1 = 15 \text{ см}$$

Крок поперечних стержнів в середній частині каркасу:

$$S_2 = (3/4)h = (3/4) \cdot 45 = 33.7 \text{ приймається } S_2 = 30 \text{ см}.$$

Довжина каркасу КР1

$$l_1 = 11960 - 180 \cdot 2 = 11600 \text{ мм};$$

$$a_1 = h - 2 \cdot a_b = 450 - 2 \cdot 10 = 430 \text{ мм}$$

Схема каркасу представлена на кресленнях.

6. КОНСТРУКТИВНЕ АРМУВАННЯ ПАНЕЛІ

Кінці поздовжніх ребер панелі додатково армуються поперечною арматурою у вигляді зігнутих зварних сіток С2, які охоплюють всі поздовжні та поперечні стержні прикінцевих ділянок каркасів КР1. Додаткова сітка С2 проектується з дротової арматури класу Вр-I, діаметр поздовжніх і поперечних стержнів 4 мм, їх крок 100 мм. Довжина сітки С2 приймається 1040 мм.

Для поліпшення з'єднання поздовжніх ребер з торцевим в кутах панелі встановлюються додаткові зварні сітки С3, що зігнуті під прямим кутом. Сітки С3 із дротової арматури класу Вр-I діаметром 4 мм; ширина сіток 230 мм; у кожний бік вони заступають на 500 мм.

7.РОЗРАХУНОК МОНТАЖНИХ ПЕТЛІВ

Для піднімання панелей передбачаються 4 монтажних петлі із арматури класу А-І. Петлі розміщуються в поздовжніх ребрах на відстані 80 см від торців панелі.

Діаметр стержнів приймається 20 мм, виступаюча над бетоном частина петлі $h=100$ мм, радіус закруглення $R=40$ мм.

Мінімальна глибина запуску петлі у бетон:

$$h_b = 15 \cdot d = 15 \cdot 20 = 300 \text{ мм} \text{ приймається } h_b = 320 \text{ мм}$$

Мінімальна довжина анкетування петлі:

$$l_{on} = 25 \cdot d = 25 \cdot 20 = 500 \text{ мм}$$

Висота петлі

$$h_p = h - h_b = 100 + 320 = 420 \text{ мм}.$$

8.ГЕОМЕТРИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ ПАНЕЛІ

Значення геометричних характеристик поперечного перерізу потрібні для розрахунку панелі за граничними станами другої групи – визначення тріщин та прогину.

Практикою застосування панелей покриття встановлено, що в плиті та поперечних ребрах дуже мала імовірність утворення тріщин, а якщо і утворюються, то їх розкриття не перевищує допустимих значень. Жорсткість плити та поперечних ребер панелі в стадії експлуатації завжди достатня. Тому під час розрахунку панелі за граничними станами другої групи, тріщиноутворення та прогин перевіряються лише для поздовжніх ребер.

Для визначення геометричних характеристик використовується еквівалентний переріз з урахуванням поздовжньої арматури, що прийнята за розрахунком міцності.

Площа перерізу бетону

$$A = b'_f \cdot h'_f + b_m (h - h_f) = 295 \cdot 2,5 + 24(45 - 2,5) = 1757,5 \text{ см}^2$$

Із розрахунку міцності : $A_{sp} = 7,6 \text{ см}^2$; $A_s = 0,393 \text{ см}^2$; $A'_s = 2,87 \text{ см}^2$

Загальна площа перерізу арматури , що перетинає еквівалентний переріз:

$$A_{s,tot} = 7,6 + 0,93 + 2,87 = 10,86 \text{ см}^2$$

Коефіцієнт приведення для напружуваної та напружуваної арматури:

$$\alpha_p = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{19000}{3450} = 5,51$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17000}{3450} = 4,93$$

Площа зведеного перерізу:

$$A_{red} = A + \alpha_p A_{sp} + \alpha_s (A_s + A'_s) = 1757,5 + 5,51 \cdot 7,6 + 4,93 \cdot (0,393 + 2,87) = 1815,5 \text{ см}^2$$

Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{inf} = b'_f \cdot h'_f + b_m (h - h'_f)^2 / 2 = 295 \cdot 2.5(45 - 0.5 \cdot 2.5) + 24 \cdot (45 - 2.5)^2 / 2 = 53940.6 \text{ см}^3$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані панелі :

$$S_{red,inf} = S_{inf} + \alpha_p \cdot A_{sp} \cdot a_{sp} + \alpha_s \cdot [A_s \cdot a_s + A'_s (h - a'_s)] = 53940.6 + 5.51 \cdot 7.6 \cdot 3.5 + 4.93 \cdot [0.393 \cdot 2.5 + 2.87(45 - 1.3)] = 54710 \text{ см}^3$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до нижньої та верхньої грані

$$\text{перерізу : } y_0 = \frac{S_{red,inf}}{A_{red}} = 54710 / 1815.5 = 30.12 \text{ см}$$

$$y'_0 = h - y_0 = 45 - 30.1 = 14.9 \text{ см}$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до центрів ваги розтягнутої та стисненої арматури:

$$y_{sp} = y_0 - a_{sp} = 30.1 - 3.5 = 26.6 \text{ см}$$

$$y_s = y_0 - a_s = 30.1 - 2.5 = 27.6 \text{ см}$$

$$y'_s = y'_0 - a'_s = 14.9 - 1.3 = 13.6 \text{ см}$$

Момент інерції бетонного перерізу щодо центра ваги зведеного перерізу:

$$= b'_f \cdot (h'_f)^3 / 12 + b'_f \cdot h'_f \cdot (y'_0 - 0.5h'_f)^2 + b_m \cdot (h - h'_f)^3 / 12 + b_m (h - h'_f) \cdot [y_0 - 0.5(h - h'_f)]^2 = 295 \cdot 2.5^3 / 12 + 295 \cdot 2.5(14.9 - 0.5 \cdot 2.5)^2 + 24(45 - 2.5)^3 / 12 + 24(45 - 2.5) \cdot [30.1 - 0.5 \cdot (45 - 2.5)]^2 = 371217 \text{ см}^4$$

Момент інерції зведеного перерізу відносно його центра ваги:

$$I_{red} = 371217 + 5.51 \cdot 7.6 \cdot 26.6^2 + 4.93 \cdot (0.393 \cdot 27.6^2 + 2.87 \cdot 13.6^2) = 401682 \text{ см}^4$$

Момент опору зведеного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$W_{red,inf} = I_{red} / y_0 = 401682 / 30.1 = 13345 \text{ см}^3$$

Момент опору зведеного перерізу відносно верхньої стисненої грані:

$$W_{red,sup} = I_{red} / y'_0 = 401682 / 14.9 = 26959 \text{ см}^3$$

Пружно-пластичний момент опору зведеного перерізу відносно нижньої розтягнутої зони з урахуванням не пружних деформацій бетону та ексцентриситет прикладання сил обтиску:

$$W_{pl,inf} = 1.75 \cdot 13345 = 23354 \text{ см}^3$$

Так як $b'_f / b_m = 295 / 24 = 12.3 > 2$ та $h'_f / h = 2.5 / 45 = 0.06 < 2$ приймаємо $\gamma = 1.5$ [7].

Пружно-пластичний момент опору зведеного перерізу відносно верхньої стиснутої зони під час обтиснення панелі з урахуванням не пружних деформацій бетону

$$W_{pl,sup} = \gamma \cdot W_{red,sup} = 1.5 \cdot 26959 = 40439 \text{ см}^3$$

9. ВИЗНАЧЕННЯ ВТРАТ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ ТА ПІДРАХУНОК ЗУСИЛЬ ОБТИСНЕННЯ

Перші витрати

Стрижньова попередньо напружена арматура натягується електротермічним способом.

Витрати від релаксації напруження в арматурі:

$$\sigma_1 = 0,05 \cdot \sigma_{sp} = 0,05 \cdot 72,5 = 3,63 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Зусилля попереднього обтиску з урахуванням втрат попереднього напруження

$$\sigma_1 \dots \sigma_s$$

$$P_I = A_{sp} \cdot [\sigma_{sp} - (\sigma_1 \dots \sigma_s)] = 7,6 \cdot (72,5 - 3,63) = 523,4 \text{ kH}$$

а його ексцентриситет відносно центра ваги зведеного перерізу:

$$e_{spI} = y_{sp} = 26,6 \text{ см}$$

Розподілене навантаження від власної ваги пеналі завширшки $b_c = 2,95 \text{ м}$ при дії характеристичного навантаження $c_n = 1,85 \text{ kH} / \text{cm}^2$.

$$q_w = c_n \cdot b_c = 1,85 \cdot 2,95 = 0,0546 \text{ kH} / \text{см}$$

Згинаючий момент від ваги панелі під час зберігання при відстані між підкладками $l = 1180 \text{ см}$:

$$M_C = \frac{q_w \cdot l^2}{8} = \frac{0,0546 \cdot 1180^2}{8} = 9503 \text{ kH} \cdot \text{см}$$

Стискуючі зусилля в бетоні посередині прольоту панелі на рівні арматури A_{sp} від дії сили P_I та згинаючого моменту M_C :

$$\sigma_{ep} = P_I / A_{red} + (P_I \cdot e_{opI} - M_C) \cdot y_{sp} / I_{red} = 523,4 / 1815,5 + (523,4 \cdot 26,6 - 9503) \cdot 26,6 / 401682 = 0,582 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Напруження в бетоні посередині прольоту панелі на рівні арматури A_s від дії сили P_I та згинаючого моменту M_C :

$$\sigma'_{ep} = P_I / A_{red} + (M_C - P_I \cdot e_{opI}) \cdot y'_s / I_{red} = 523,4 / 1815,5 + (9503 - 523,4 \cdot 26,6) \cdot 13,6 / 401682 = 0,14 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Визначається коефіцієнт:

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{ep} = 0,25 + 0,025 \cdot 2,45 = 0,31 < 0,8$$

Оскільки

$$\sigma_{ep} / R_{ep} = 0,582 / 2,45 = 0,24 < \alpha = 0,31 \text{ втрати від швидконапливаючої}$$

повзучості для бетону природного твердіння :

$$\sigma_6 = 4 \cdot \sigma_{ep} / R_{ep} = 4 \cdot 0,582 / 2,45 = 0,95 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Втрати від швидко напливаючої повзучості бетону на рівні арматури A'_s :

$$\sigma'_6 = 4 \cdot \sigma'_{ep} / R_{ep} = 4 \cdot 0,14 / 2,45 = 0,23 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Усього перші втрати:

$$\sigma_{loc} = \sigma_6 + \sigma_1 = 0,95 + 3,63 = 4,58 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Попереднє напруження в арматурі, що напружується , з урахуванням перших втрат:

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{loc1} = 72,5 - 4,58 = 67,92 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Попереднє напруження в арматурі, що не напружується:

$$\sigma_{s1} = \sigma_6 = 0,95 \text{ kH} / \text{cm}^2; \quad \sigma'_{s1} = \sigma'_6 = 0,23 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням перших втрат:

$$P_1 = \sigma_{sp1} \cdot A_{SP} - \sigma_{s1} \cdot A_s - \sigma'_{s1} \cdot A'_s = 67,92 \cdot 7,6 - 0,95 \cdot 0,393 - 0,23 \cdot 2,87 = 515,2 \text{ kH}$$

Ексцентриситет зусилля попереднього обтиску відносно центра ваги зведеного перерізу:

$$e_{op1} = \frac{(\sigma_{sp1} \cdot A_{SP} \cdot y_{sp} - \sigma_{s1} \cdot A_s \cdot y_s - \sigma'_{s1} \cdot A'_s \cdot y'_s)}{P_1} = (67,92 \cdot 7,6 \cdot 26,6 - 0,95 \cdot 0,393 \cdot 27,6 - 0,23 \cdot 2,87 \cdot 136) / 515,2 = 26,6 \text{ см}$$

Максимальні стискуючі напруження в бетоні від дії сили P_1 (без урахування моменту від власної ваги панелі)

$$\sigma_{ep1} = P_1 / A_{red} + P_1 \cdot e_{op1} \cdot y_0 / I_{red} = 515,2 / 1815,5 + 515,2 \cdot 26,6 \cdot 30,1 / 401682 = 1,31 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Так як $\sigma_{ep1} / R_{ep} = 1,31 / 2,45 = 0,535 < 0,95$ нормативні вимоги щодо величини стискуючих напружень в бетоні в стадії попереднього напруження дотримано.

Другі втрати

Втрати від усадки бетону: $\sigma_8 = \sigma'_8 = 4 \text{ kH} / \text{cm}^2$.

Так як $\sigma_{ep} / R_{ep} = 0,24 < 0,75$ втрати від повзучості бетону :

$$\sigma_9 = 15 \cdot \sigma_{ep} / R_{ep} = 15 \cdot 0,582 / 2,45 = 3,56 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Втрати від повзучості бетону на рівні арматури A'_s

$$\sigma'_9 = 15 \cdot \sigma'_{ep} / R_{ep} = 15 \cdot 0,14 / 2,45 = 0,86 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Усього другі втрати:

$$\sigma_{loc2} = \sigma_9 + \sigma_8 = 4 + 3,56 = 7,56 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

$\sigma_{loc} = 4,58 + 7,56 = 12,14 \text{ kH} / \text{cm}^2 > \sigma_{loc, \min} = 10 \text{ kH} / \text{cm}^2$, тобто більше нормованого мінімального значення. Отже, величина втрат не збільшується.

Попередні напруження в арматурі, що напружується, з урахуванням усіх втрат :

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{loc} = 72,5 - 12,14 = 60,36 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Попередні напруження від усадки та повзучості бетону в арматурі, що не напружується:

$$\sigma_s = \sigma_6 - \sigma_{loc2} = 0,95 + 7,56 = 8,51 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

$$\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9 = 0,23 + 4 + 0,86 = 5,09 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Зусилля від обтиску з урахуванням усіх втрат:

$$P_2 = \sigma_{sp2} \cdot A_{SP} - \sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s = 60,36 \cdot 7,6 - 8,51 \cdot 0,393 - 5,09 \cdot 2,87 = 440,8 \text{ kH}$$

Ексцентриситет зусилля P_2

$$e_{op2} = \frac{(\sigma_{sp2} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} - \sigma_s \cdot A_s \cdot y_s - \sigma'_{s1} \cdot A'_s \cdot y'_s)}{P_2} = (60,36 \cdot 7,6 \cdot 26,6 - 8,51 \cdot 0,393 \cdot 276 - 5,09 \cdot 2,87 \cdot 136) / 440,8 = 27 \text{ см}$$

10. РОЗРАХУНОК З УТВОРЕННЯ НОРМАЛЬНИХ ТРІЩИН

Утворення верхніх початкових тріщин в стадії виготовлення

Максимальні напруження в стиснутім бетоні виникають від дії зусилля P_1 в стадії виготовлення з урахуванням моменту $M_C = 9503 \text{ кН} \cdot \text{см}$ від власної ваги панелі

$$\sigma_{ep1} = P_1 / A_{red} + (P_1 \cdot e_{op1} - M_C) / W_{red} = 515,2 / 1815,5 + (515,2 \cdot 26,6 - 9503) / 13345 = 0,6 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Для передаточної міцності бетону $R_{ep} = 24,5 \text{ МПа}$, за інтерполяцією табличних даних приймається $R_{ep,ser} = 18,15 \text{ МПа}$; $R_{etp,ser} = 1,58 \text{ МПа}$.

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{ep1} / R_{ep,ser} = 1,6 - 0,6 / 1,58 = 1,22 > 1, \text{ приймається } \varphi = 1$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки, що найбільш віддалена від розтягнутої зони перерізу – нижня ядрова відстань

$$r_{inf} = \varphi \cdot W_{red,sup} / A_{redr} = 1 \cdot 26959 / 1815,5 = 14,8 \text{ см}$$

Момент зовнішніх сил в стадії виготовлення відносно осі, яка паралельна нульовій лінії і проходить крізь ядрову точку, що найбільш віддалена від розтягнутої зони:

$$M_{r,ser} = M_C - P_1(e_{op1} - r_{inf}) = 9503 - 515,2 \cdot (26,6 - 14,8) = 3424 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Згинаючий момент, що здатний сприймати переріз під час утворення тріщин

$$M'_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl,sup} = 0,158 \cdot 40439 = 6389 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Так як $M_{r,ser} = 3424 \text{ кН} \cdot \text{см} < M'_{crc} = 6389 \text{ кН} \cdot \text{см}$ верхні початкові тріщини під час виготовлення панелі не утворюються.

Утворення нижніх тріщин в стадії експлуатації

Повне розподілене навантаження :

$$q_{ser} = p_s \cdot b_n = 4,28 \cdot 3 = 12,84 \text{ кН} / \text{м} = 0,1284 \text{ кН} / \text{см}$$

Розрахунковий момент від повного навантаження:

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l_0^2}{8} = \frac{0,2841 \cdot 1186^2}{8} = 79576 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Тривале навантаження:

$$q_{l,ser} = p_{ls} \cdot b_n = 3 \cdot 3 = 9 \text{ кН} / \text{м} = 0,09 \text{ кН} / \text{см}$$

Розрахунковий момент від тривалого навантаження:

$$M_{l,ser} = \frac{q_{l,ser} \cdot l_0^2}{8} = \frac{0,09 \cdot 1186^2}{8} = 15824 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Максимальні напруження в стиснутім бетоні

$$\sigma'_{ep2} = P_2 / A_{red} + (M_{ser} - P_2 \cdot e_{op2}) / W_{red,sup} = 440,8 / 1815,5 + (19576 - 440,8 \cdot 27) / 26959 = 0,64 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\text{Визначається } \varphi' = 1,6 - \sigma'_{sp2} / R_{b,ser} = 1,6 - 0,64 / 2,55 = 1,35 > 1$$

Приймається $\varphi' = 1$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки, що найбільш віддалена від розтягнутої зони перерізу – верхня ядрова відстань

$$r_{sup} = \varphi' \cdot W_{red,inf} / A_{redr} = 1 \cdot 13345 / 1815,5 = 7,35 \text{ см}$$

Ядровий момент зусилля обтиску:

$$M_{zp} = P_2(e_{op2} + r_{sup}) = 440,8(27 + 7,35) = 15141,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl,inf} + M_{zp} = 0,195 \cdot 23354 + 15141,5 = 19695,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Так як

$$M_{ser} = 19576 \text{ кН} \cdot \text{см} < M_{crc} = 19695,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$M_{l,ser} = 15824 \text{ кН} \cdot \text{см} < M_{crc} = 19695,5 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

То нормальні тріщини в розтягнутій зоні не утворюються. Розрахунок з розкриття тріщин не потрібен.

11. РОЗРАХУНОК ПРОГИНУ ПАНЕЛІ.

$$\mu = (A_{sp} + A_s) / b_m h_0 = (7,68 + 0,393) / 24 \cdot 41,5 = 0,008$$

$$\mu \cdot \alpha_p = 0,008 \cdot 5,51 = 0,044$$

$$\varphi_f = [(b_c - b_m)h_f + \alpha_s \cdot A_s / 0,3] / b_m \cdot h_0 = [(295 - 24)2,5 + 4,93 \cdot 2,87 / 0,3] / 24 \cdot 41,5 =$$

$$\lambda_{lim} = 16,2$$

Так як

$$l_0 / h_0 = 1186 / 41,5 = 28,6 > 16,2$$

Необхідне розрахунок з визначення прогину панелі.

Гранично допустимий прогин становить

$$f_{lim} = l_0 / 250 = 1186 / 250 = 4,74 \text{ см}$$

Так як розрахунком з утворення тріщин встановлено, що в розтягнутій зоні вони не утворюються, прогин панелі визначається як для суцільного тіла.

Коефіцієнт, що враховує вплив короткочасної повзучості бетону:

$$\varphi_{b1} = 0,85,$$

Коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості бетону на деформації елемента без тріщин:

$$\varphi_{b2} = 2$$

Кривизна панелі від постійного та тривалого навантаження без урахування зусилля попереднього обтиснення:

$$(1/r)_2 = 15824 \cdot 2 / 0,85 \cdot 3450 \cdot 401682 = 2,69 \cdot 10^{-5} 1 / \text{см}$$

Кривизна панелі, що обумовлена вигином елемента внаслідок короткочасної дії зусилля попереднього обтиснення:

$$(1/r)_3 = 440,8 \cdot 27 / 0,85 \cdot 3450 \cdot 401682 = 1,01 \cdot 10^{-5} 1 / \text{см}$$

$$\sigma_{sb} = 0,95 + 4 + 3,56 = 8,51 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\sigma'_{sb} = 0,23 + 4 + 0,86 = 5,09 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Відносна деформація бетону, що спричинена усадкою та повзучістю від зусилля попереднього обтиснення:

$$\varepsilon_b = 8,51 / 200000 = 4,3 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon'_b = 5,09 / 200000 = 2,5 \cdot 10^{-5}$$

Кривизна, що обумовлена вигином внаслідок усадки та повзучості бетону від зусилля попереднього обтиснення:

$$(1/r)_4 = (43 - 2,5)10^{-5} / 41,5 = 0,04 \cdot 10^{-5} 1/см$$

Так як:

$$(1/r)_3 + (1/r)_4 = (1,01 + 0,05)10^{-5} = 1,06 \cdot 10^{-5} 1/см < \varphi_{b2} (1/r)_3 = 2 \cdot 1,01 \cdot 10^{-5} = 2,02 \cdot 10^{-5} 1/см$$

Тоді приймається $(1/r)_3 + (1/r)_4 = 2,0 \cdot 10^{-5} 1/см$

Повна кривизна посередині прольоту панелі:

$$(1/r)_{tot} = (1/r)_2 - ((1/r)_3 + (1/r)_4) = (2,69 - 2,02) \cdot 10^{-5} = 0,67 \cdot 10^{-5} 1/см$$

Прогин панелі:

$$f = 0,104 (1/r)_{tot} \cdot l_0^2 = 0,104 \cdot 0,67 \cdot 10^{-5} \cdot 1186^2 = 0,98 см < f_{lim} = 4,74 см,$$

тобто прогин панелі менше гранично допустимого.

12. РОЗРАХУНОК ПАНЕЛІ В СТАДІЇ ВИГОТОВЛЕННЯ, ТРАНСПОРТУВАННЯ ТА МОНТАЖУ

Навантаження на панель від власної ваги $c_n = 1,85 кН / м^2$ з урахуванням коефіцієнта динамічності 1,4

$$q_d = 1,4 c_n b_n = 1,4 \cdot 1,85 \cdot 3 = 7,77 кН / м = 0,0777 кН / см$$

Повне розрахункове навантаження на панель в стадії експлуатації:

$$q = 0,1233 кН / см$$

Так як $q_d = 0,0777 кН / см < q = 0,144 кН / см$, то міцність та тріщиностійкість панелі в зоні дії додатних згинаючих моментів під час виготовлення, транспортування та монтажу забезпечені.

Розділ 3

**Підрахунок обсягів робіт і проектування технології зведення
одноповерхової промислової будівлі.**

4. Складаємо відомість витрат основних матеріалів, напівфабрикатів, конструкцій (табл. 1.3) і зведену відомість потреби матеріалів, напівфабрикатів, конструкцій, (табл. 1.4).

Табл. 1.3

Відомість потреби в матеріалах, напівфабрикатах, конструкціях

№ за/п	Табл. ДБН	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потрібних матеріалів	Од. вим.	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100шт	0,13	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,024 0,32 17,2	13 0,0577 0,0031 0,0416 2,236
2	7-6-11	Монтаж колон двогілкових масою до 30т	100шт	0,73	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,48 131	73 0,3241 0,0189 0,3504 95,63
3	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
4	7-12-7	Укладання балок прогоном 12м	100шт	0,13	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,08 0,76	13 0,0104 0,0988
6	7-12-21	Укладання ферм прогоном 24 м	100шт	0,13	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,16 3,52	13 0,0208 0,4576
7	7-12-22	Укладання ферм прогоном 30 м	100шт	0,17	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,2 4,28	17 0,034 0,7276
8	7-13-7	Монтаж плит покриття довжиною до 12 м та площею до 20 м ²	100шт	4,88	-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 0,025 4 56,2 0,02 60 0,432 0,12 8,5 0,2	488 0,1239 274,25 0,0976 292,8 2,1081 0,5856 41,48 0,976
9	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м ²	100шт	12,7	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	1270 1,27 2,54

Табл. 1.4

Загальна відомість потреби матеріалів

№ за/п	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Колони	шт	86
2	Підкранові балки	шт.	80
3	Кроквяні конструкції	шт.	43
4	Плити покриття	шт.	488
5	Фундаментні балки	шт.	66
6	Стінові панелі	шт.	1270
7	Ригелі воріт	шт.	4
8	Стійки воріт	шт.	8
9	Бетон	м ³	141,359
10	Розчин	м ³	78,19972
11	Монтажні вироби	т	5,8576
12	Прокат	т	0,40184
13	Електроди	т	1,7189
14	Лісоматеріали	м ³	2,53976
15	Щити	м ²	3,729
16	Руберойд	м ²	274,256
17	Солідол	т	0,006138
18	Цвяхи	т	0,001782
19	Рогожа	м ²	292,8

Табл. 1.5

Усереднені показники погонної довжини зварювальних швів збірних конструкцій, м

№ за/п	Назва стиків двох конструкцій	Кількість	Примітка
1	2	3	4
1	Стик підкранової балки	1.2-1.5	на одну балку
2	Стик ферми або балки з колоною	0.8-1.2	на одну ферму
3	Стик плити покриття з фермою або балкою	0.2-0.3	на одну плиту
4	Стик стінової панелі з колоною	0.1-0.2	на одну панель
5	Стик колони з колоною	0.8-1.0	на одну колону
6	Стик ригеля з колоною	0.4-0.6	на один ригель

- На першому етапі визначаємо необхідний комплект **самохідних стрілових кранів**, які забезпечать виконання монтажних робіт на об'єкті згідно з технологічною схемою.

1. Далі здійснюємо **добір** такелажного обладнання, засобів організації робочих місць монтажників і зварювальників, а також пристроїв для вивірки та тимчасової фіксації конструкцій. Це можуть бути: **кондуктори, шаблони, упори, зв'язки, фіксатори тощо**. Усі прийняті засоби такелажу й монтажного оснащення систематизуємо у **таблиці 2.1**.
2. Наступним кроком є **вибір монтажних кранів**, що задовольняють вимогам за основними технічними параметрами — вантажопідйомністю, вильотом стріли, висотою підйому та габаритами монтажно́ї зони, з урахуванням характеристик конструкцій та плану будівельного майданчика.

3.1 Розрахунок для вертикальних елементів:

Для колон

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 0 - 1,5 + 1 + 15,75 + 1,5 = 16,75\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 14,6 + 0,38 = 14,98\text{т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{0 - 1,5 + 1 + 15,75 + 1,5}{\sin 75} \approx 17,33\text{м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_{\text{в}}^{\text{пот}} = 17,33 * \cos 75 + 1,5 \approx 5,83\text{м}$$

Для підкранових балок

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 10 - 1,5 + 1 + 2,8 = 12,8\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 4,2 + 0,32 = 4,52\text{т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{10 - 1,5 + 1 + 1 + 2,8 + 1,5}{\sin 75} \approx 15,41\text{м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_{\text{в}}^{\text{пот}} = 15,41 * \cos 75 + 1,5 \approx 5,35\text{м}$$

Для фундаментних балок

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 0 - 1,5 + 1 + 0,38 + 2 = 1,88\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 1,9 + 0,1 = 2\text{т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{0 - 1,5 + 1 + 0,38 + 2 + 1,5}{\sin 75} \approx 3,52\text{м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_{\text{в}}^{\text{пот}} = 3,52 * \cos 75 + 1,5 \approx 2,38\text{м}$$

Для стінових панелей

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{пот} = 17,2 - 1,5 + 1 + 0,9 + 2 = 19,6\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 1,5 + 0,02 = 1,52\text{т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{17,2 - 1,5 + 1 + 0,9 + 2 + 1,5}{\sin 75} \approx 21,97\text{м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_{в}^{пот} = 21,97 * \cos 75 + 1,5 \approx 5,49\text{м}$$

3.2 Розрахунок для горизонтальних елементів

Для ферм

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{пот} = 14,4 - 1,5 + 1 + 3,45 + 2,8 = 20,15\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 16,7 + 0,93 = 17,63\text{т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{14,4 - 1,5 + 1 + 3,45 + 2,8 + 1,5}{\sin 75} \approx 21,65\text{м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_{в}^{пот} = 21,65 * \cos 75 + 1,5 \approx 6,91\text{м}$$

3.2 Розрахунок для горизонтальних елементів

Для плит покриття (використовуємо кран, обладнаний гусаким, рис. 2.3)

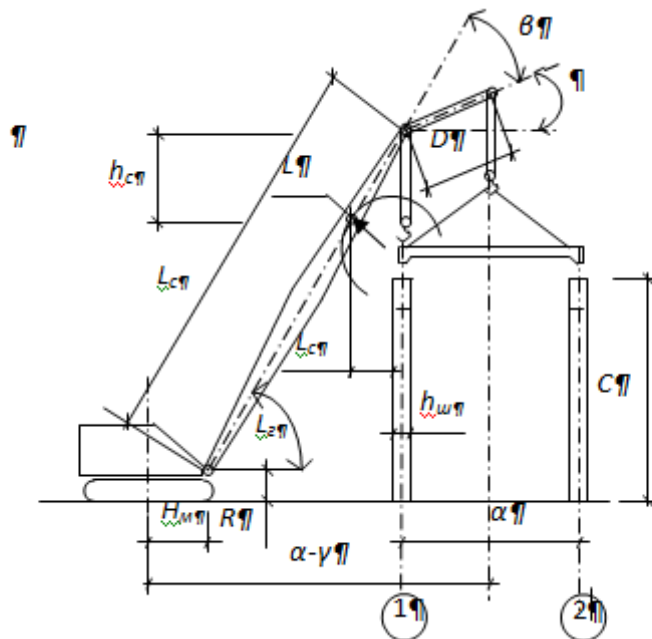


Рис 2.3 Схема визначення потрібних технічних параметрів стрілового крану обладнаного гусаким закріпленому на стрілі вище ніж висота будівлі

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{пот} = 14,4 - 1,5 + 3,45 + 1 + 0,3 + 3 = 20,65\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 2,3 + 0,65 = 2,95\text{т}$$

Довжина гусака для монтажу плит покриття:

$$L_{\Gamma}^{\text{пот}} = \frac{\frac{6}{2} + 0,1}{\cos(75 - 20)} \approx 5,4\text{м}$$

Потрібний виліт гака

$$l_{\text{в.г.}}^{\text{пот}} = 21,65 * \cos 75 + 5,4 \cos(75 - 20) + 1,5 \approx 16,57\text{м}$$

Отримані вантажопідйомні характеристики заносимо в табл. 2.2 де приводимо два варіанта вибору стрілових самохідних кранів [4] на гусеничному та пневмоколісному ході.

Табл. 2.2

Вантажопідйомні характеристики монтажних кранів та їх вибір

№ за/п	Елемент	Технічні параметри кранів				Марка крану
		$H_{\epsilon}^{\text{ном}}$	$Q_{\epsilon}^{\text{ном}}$	l_{ϵ}	$L_{\epsilon}^{\text{ном}}$	
1	Колони	16,75	14,9 8	5,83	17,33	СКГ – 63А ($L_{\epsilon}=20\text{м}$) KRUPP KMK-4070 ($L_{\epsilon}=20,3\text{м}$)
2	Підкранові балки	12,8	4,52	5,35	15,41	
3	Ферми	20,15	17,6 3	6,91	21,65	СКГ – 160 ($L_{\epsilon}=30\text{м}$) КС-7471-4070 ($L_{\epsilon}=21,65\text{м}$)
4	Плити покриття	20,65	2,95	16,5 7	21,65(5,4)	
5	Стінові панелі	19,6	1,52	5,49	21,97	КАТО МК-160S ($L_{\epsilon}=21,97\text{м}$) СКГ-160 ($L_{\epsilon}=23,5\text{м}$)
6	Фундаментні балки	1,88	2	2,38	3,52	

Калькуляція заробітної плати і трудових витрат є основою для виконання всіх техніко-економічних розрахунків та складання графіку виконання робіт (може відображатися як лінійний графік, циклограма або сітьова модель).

Калькуляція складається на роботи, включені в відомість обсягів робіт. Найменування робіт повинно повністю відповідати обраній технології їх виконання і опису ЕНиР, за яким приймаються норми часу і розцінки.

В результаті складання калькуляції витрат праці та заробітної плати повинні бути визначені:

- загальні витрати праці робітників (люд.-дн.);
- загальні витрати машинного часу (маш.-зм.);

Послідовність розрахунків

Послідовність розрахунків здійснити за прикладом.

1. Складаємо калькуляції трудових витрат і заробітної плати на окремі будівельні процеси табл. 3.1...3.6.

Табл. 3.1

Калькуляція витрат на монтаж колон

Назва робіт	Обґрунтування по ЕНДР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
		Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.год	Розцінка, грн.	Труд-ть люд.год	Зарплата, грн.	
						маш.год		
2	3	4	5	6	7	8	9	10
Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 10т до 18т	1-5	100т	0,85 10,08	<u>3,2</u> 1,6 <u>2,8</u> 1,4	53,78 45,05	<u>2,72</u> 1,36 <u>28,22</u> 14,11	45,71 454,10	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
Установка колон тріловим краном у фундаменти: масою до 10т до 30т	4-1-4	шт.	13 73	<u>7</u> 1,4 <u>12</u> 2,4	145,5 5 232,8 7	<u>91</u> 18,2 <u>876</u> 175,2	1 892,15 16 999,51	Монтажник ик 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
Забивка стиків колон з фундаментами: а) приймання бетонної суміші із кузова втобетеновозу до поворотної бадді б) подача бетонної суміші в бадді V=0,8 м³ до місця укладання тріловим краном в) забивка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4-1-54 1-6 4-1-25	100м³ м³ 1стик	0,98 97,86 86	8,2 <u>0,29</u> 0,145 1,2	137,8 4,87 23,59	8,03 <u>28,38</u> 14,19 17,2	135,04 476,58 2 028,74	Бетонник 2р-1 -//- Монтажник ик 4р-1 3р-1
Взагалі						1 051,55 223,06	22 031,83	

Норма часу на 1 елемент $N_q = 1051,55 / 86 = 12,23$ люд.-год.

$$P=22031,83/86=256,18 \text{ грн.}$$

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

Назва робіт	Обґрунтування по ЕНиР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
		Один. виміру	Кіл-ть	Норма часу, люд.год Д. маш.год Д.	Розц і- нка, грн	Труд- ть люд.год Д. маш.год Д.	Заробіт на плата, грн.	
2	3	4	5	6	7	8	9	10
Розвантаження підкранових балок масою до 5т	1-5	100 т	3,36	<u>4,2</u> 2,1	70,5 8	<u>14,11</u> 7,06	237,1 5	Такелажн ик 2р-2 Машиніст крана бр- 1
Установка підкранових балок стріловим краном в проектне положення масою до 5т	4- 1-6	шт.	80	<u>6,5</u> 1,3	126, 14	<u>520</u> 104	10 091,2	Монтажн ик 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 Машиніст крана бр- 1
Електрозварюван ня стиків балок з колонами	22-1- 6	10п.м .	8,8	2,5	52,1 0	22	458,4 8	Електроз варн. 4р-1
Взагалі						<u>556,11</u> 111,06	10 786,83	

Норма часу на 1 елемент $N_q=556,11/80=6,95$ люд.-год.

$$P=10786,83/80=134,83 \text{ грн.}$$

Табл. 3.3

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

Назва робіт	Обґрунтування по ЕНиР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
		Один. виміру	Кіл-ть	Норма часу, люд.год Д. маш.год Д.	Розц і- нка, грн	Труд- ть люд.г Д. маш.г Од.	Заробіт на плата, грн.	

2	3	4	5	6	7	8	:9	10
Розвантаження балок краном з розкладкою в касети масою до 5т масою до 13т масою до 20т	1-5	100 т	0,85 1,59 2,84	<u>4,2</u> 2,1 <u>3</u> 1,5 <u>2,6</u> 1,3	70,5 8 50,4 2 29,7 4	<u>3,57</u> 1,79 <u>4,77</u> 2,39 <u>7,38</u> 3,69	59,99 80,17 84,46	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
Встановка балок у проектне положення тріловим краном прогоном 18 м 24м 30м	4-1-6	шт.	13 13 17	<u>8</u> 1,6 <u>9,5</u> 1,9 <u>11</u> 2,2	197,98 235,1 272,22	<u>104</u> 20,8 <u>123,5</u> 24,7 <u>187</u> 3,4	2 573,74 3 056,3 4 627,74	Монтажник 6р-1 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1
електрозварювання стиків кроквяних балок з колонами	22-1-6	10м. п. шва	4,3	2,5	52,10	10,15	224,03	Електрозварник арн. 4р-1
Розвантаження плит покриття масою до 3т	1-5	100 т	8,34	<u>5,4</u> 2,7	90,75	<u>45,04</u> 22,52	756,86	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
Монтаж плит покриття площею до 20м ²	4-1-7	1ел	488	<u>1,2</u> 0,3	22,15	<u>585,6</u> 146,4	10 809,2	Монтажник 4р-1,3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
електрозварювання монтажних стиків плит покриття з балками	22-1-6	10м шва	9,76	2,5	52,10	24,4	508,49	Електрозварник арн. 4р-1
Зняття монтажних гойдалок та драбин	5-1-2	1шт .	86 86	<u>0,37</u> 0,18 <u>0,62</u> 0,31	7,27 12,19	<u>31,82</u> 15,48 <u>53,32</u> 26,66	625,22 1 048,34	Монтажник 4р-1 3р-1 Машиніст 6р-1
Взагалі						<u>1</u> <u>180,55</u> 267,83	24 454,54	

Норма часу на 1 елемент $N_q = 1\,180,55 / 531 = 2,22$ люд.-год.

$P = 24\,454,54 / 531 = 46,05$ грн.

Табл. 3.4

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

Назва робіт	Обґрунтування по ЕНиР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
		Один · вимір у	Кіль- ть	Норма	Розці- нка, грн.	Труд- ть	Заробі- тна плата, грн.	
				люд.год : маш.год д.		люд.го д. маш.го д.		
2	3	4	5	6	7	8	9	10
Розвантаження стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 2т	1-5	100т	19,0 5	<u>7,2</u> 3,6	121, 0	<u>137,16</u> 68,58	2 305,05	Такелажн ик 2р-2 Машиніс т 6р-1
Установка стінових панелей у проектне положення гріловим краном, площа панелі до 10 м²	4-1- 8	шт.	1270	<u>3</u> 0,75	58,9 7	<u>3 810</u> 952,5	74 891,9	Монтажн ик 5р-1, 4р- 1, 3р-1, 2р-1 Машиніс т 6р-1
Електрозварюванн і стиків стінових панелей з колонами	22- 1-6	10м. п. шва	25,4	2,5	52,1 0	63,5	1 323,34	Електроз вар. 4р-1
Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою масою до 2т	1-5	100т	1,25 4	<u>7,2</u> 3,6	147, 88	<u>9,02</u> 4,51	185,44	Такелажн ик 2р-2 Машиніс т 6р-1
Встановлення фундаментних балок до проектного положення, масою до 2т	4-1- 3	1ел.	66	<u>0,78</u> 0,26	21,3 5	<u>51,48</u> 17,16	1 409,1	Монтажн ик 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніс т 6р-1

Розвантаження елементів воріт масою до 1,5т до 4т	1-5	100т	0,11 0,12	<u>8,8</u> 4,4 <u>4,6</u> 2,3	147,88 77,30	<u>0,97</u> 0,48 <u>0,55</u> 0,28	16,27 9,28	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
Монтаж з/б елементів воріт	4-1-6	1ел.	4 8	<u>2,4</u> 0,48 <u>1,4</u> 0,28	46,57 27,17	<u>9,6</u> 1,92 <u>11,2</u> 2,24	186,28 217,36	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
Установка воріт краном	6-13 т.4	1м ² поло- тен	63,4	<u>0,24</u> 0,12	4,43	<u>15,21</u> 7,61	280,86	Тесляр 4р-1 2р-1
Електрозварювання стиків елементів воріт	22-1-6	10м шва	0,24	2,5	52,10	0,6	12,5	Електрозварн. 4р-1
Взагалі						<u>4</u> <u>109,29</u> 1 055,28	80 620,02	

Норма часу на 1 елемент $H_{\text{ч}} = 3 \cdot 109,29 / 1 \cdot 348 = 2,31$ люд.-год.

$P = 80 \cdot 620,02 / 1 \cdot 348 = 59,81$ грн.

Табл. 3.5

Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями

Назва робіт	Обґрунтування по ЕНД	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
		Один. виміру	Кіл- ть	Норма часу, люд.го Д. маш.го Д.	Розці- нка, грн	Труд- ть люд.го Д. маш.го Д.	Заробіт на плата, грн.	
2	3	4	5	6	7	8	9	10
Конопатка, зачеканка і озшивка швів між стіновими панелями цементним розчином з підвісної люльки зовні будівлі з установкою та переміщенням підвісної люльки	4-1- 28	10м шва	916,03	2,7	56,27	2 473,28	51 545,01	Монтажн ик 4р-1
По п 1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1- 28	10м шва	801,3	1,22	25,42	977,59	20 369,05	Монтажн ик 4р-1
Взагалі						3 450,87	71 914,06	

Норма часу на 10 м шву $H_q = 3\,450,87 / 1\,717,33 = 2,01$ люд.-год.

$P = 71\,914,06 / 1\,717,33 = 41,88$ грн.

Табл. 3.6

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЧР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
		Один. вимір у	Кіл- ть	Норма	Розці- нка, грн	Труд-ть	Заробіт на плата, грн.	
				часу, люод.год		люод.год + маш.год .		
2	3	4	5	6	7	8	9	10
Приймання бетону з кузову автосамоскиду у баддю	4-1- 54	100 м³	0,41	8,2	137, 8	3,36	56,49	Бетонник 2р-2
Подавання бетонної суміші	8-1- 13	м³	41,4 8	<u>2,5</u> 1,2	42,0 1	<u>103,7</u> 49,78	1 742,5 7	Бетонник 2р-2 Машиніс т 3р-1
Заливка швів між плитами покриття бетонною сумішшю	4-1- 26	100 м шва	41,5 2	4	78,6 3	166,08	3 264,7 2	Монтажн ик 4р-1 3р-1
Взагалі						<u>273,14</u> 49,78	5 063,78	

Норма часу на 100 м заливки швів $H_q = 273,14 / 42 = 6,50$ люд.-год.

$P = 5\,063,78 / 42 = 120,57$ грн.

Табл. 3.7

Усереднена вартість люд.-год. за розрядами робіт у будівництві
із розрахунку середньомісячної заробітної плати 3400 грн.

Розряд робіт, що виконують	Вартість люд.- год., грн..	Розряд робіт, що виконують	Вартість люд.- год., грн..	Розряд робіт, що виконують	Вартість люд.- год., грн..	Розряд робіт, що виконують	Вартість люд.- год., грн..
1	15,563	2,3	17,307	3.6	19,894	4.9	23,692
1,1	15,682	2,4	17,455	3.7	20,130	5	24,003
1,2	15,815	2,5	17,632	3.8	20,352	5.1	24,402
1,3	15,933	2.6	18,810	3.9	20,603	5.2	24,786
1,4	16,022	2.7	17,958	4	20,840	5.3	25,200
1,5	16,184	2.8	18,135	4,1	21,150	5.4	25,584
1,6	16,317	2.9	18,283	4.2	21,475	5.5	25,998
1,7	16,435	3	18,460	4.3	21,786	5.6	26,382
1,8	16,554	3,1	18,697	4.4	22,096	5.7	26,781
1,9	16,687	3,2	18,948	4.5	22,421	5.8	27,180
2	16,805	3,3	19,131	4.6	22,732	5.9	27,579
2,1	16,982	3,4	19,406	4.7	23,042	6	27,964

Табл. 4.1

Вибір транспортних засобів

№ п/п	Транспортуємий елемент	Вага одного	Лінійний розмір			Вид транспортного засобу	Марка тягача	Вантажопідйомність т	Кількість транспортуємих	Загальна вага
			Довжина	Ширина	Товщина					
1	Колона	14,6	15,7 5	1,4	0,5	ПКС-2206	КрАЗ- 258Е1	25	1	14,6
2	Фундаментна балка	1,5	5,05	0,32	0,45	ПКС-2206	КрАЗ 258В1	20	13	19,5
3	Кроквяна балка	16,7	30	3,45	0,35	ПК-1821	КрАЗ-258	18	1	16,7
4	Плита покриття	2,3	5,97	2,96	0,3	УПП-0906	ЗИЛ-130В1	9	3	6,9
5	Панель стінова	1,5	6,0	0,9	0,24	НАМИ- 790Б	МАЗ-504Б	13	8	12
6	Підкранова балка	4,2	5,95	0,6	1,0	ГКБ-8350	КамАЗ- 5320	8	1	4,2

Для доставки колон на будівельний майданчик вибираємо автопоїздом КрАЗ-258Е1 з причепом розпуском. Розраховуємо кількість транспортних засобів при човниковому способі постачання конструкцій.

Тривалість транспортного циклу:

$$t_{\text{ц}} = t_{\text{зз}} + 3600 \frac{2 * L}{V} = 600 + 3600 \frac{2 * 24}{30} = 6360 \text{с}$$

$t_{\text{зз}}$, $t_{\text{зб}}$ - потрібний час на зміну причепів, відповідно на заводі та на буд майданчику приймаємо 600 с.

L - відстань до будівельного майданчику, 24 км.

Кількість транспортних засобів

$$M = t_{\text{ц}} / t_{\text{м}} = 6360 / 774,01 \approx 8 \text{ автопоїздів.}$$

$$t_{\text{м}} = 3600 * 0,146 * \frac{0,85 * 1,6 + 10,08 * 1,4}{0,85 + 10,08} = 774,01$$

Кількість причепів:

$$M_{\text{пр}} = M + 2 = 8 + 2 = 10 \text{ причепів}$$

3. Визначаємо планову собівартість машино-години роботи монтажних стрілових кранів [4].

Для кранів пневмоколісного KRUPP КМК-4070 і гусеничного СКГ – 63А на монтажі колон і підкранових балок:

$$C_{\text{м-3м}}^{\text{KRUPP КМК-4070}} = 40,43 \text{грн}(202 - 1439)$$

$$C_{\text{м-3м}}^{\text{СКГ-63А}} = 40,31 \text{грн}(202 - 1244)$$

Для кранів пневмоколісного КС-7471-4070 і гусеничного СКГ-160 на монтажі кроквяних ферм і плит покриття:

$$C_{\text{м-3м}}^{\text{КС-7471-4070}} = 40,43 \text{грн}(202 - 1439)$$

$$C_{\text{м-3м}}^{\text{СКГ-160}} = 40,31 \text{грн}(202 - 1244)$$

Для кранів пневмоколісного КАТО МК-160S і гусеничного СКГ-160 на монтажі стінових панелей та фундаментних блоків:

$$C_{\text{м-3м}}^{\text{КАТО МК-160S}} = 30,65 \text{грн}(202 - 1243)$$

$$C_{\text{м-3м}}^{\text{СКГ-160}} = 36,87 \text{грн}(202 - 1438)$$

5. Розраховуємо собівартість механізованих робіт на об'єкті для 1 та 2 варіантів:

$$\begin{aligned} \frac{1}{0} &= 1,08(40,43 * (223,06 + 111,06) + 40,43 * 267,83 + 30,65 * 1\,055,28) + 1,5 \\ &\quad * 137\,893,22 = 268\,055,49 \text{грн} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{0} &= 1,08(40,31 * (223,06 + 111,06) + 40,31 * 267,83 + 36,87 * 1\,055,28) + 1,5 \\ &\quad * 137\,893,22 = 275\,066,43 \text{грн} \end{aligned}$$

По результатам підрахунку приймаємо комплект 1 варіанту.

1. ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ТА МЕТОДІВ ВИКОНАННЯ РОБІТ

Будівля виробничо-каркасна, одноповерхова, трипрогонова, 2 поздовжньо з'єднаних і 1 торцевий. Перший проліт $L1=30$ м, довжина $B1=96$ м, з відміткою оголовка колон $H1=14,4$ м, кроком колон $a1=6$ м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю $Q1=20$ т, другий і третій $L2/L3=18/24$ м, довжина $B2/B3=72$ м, з відміткою оголовка колони $H2/H3=13,2$ м, крок колони $a2/a3=6$ м, обладнані мостовими кранами з вантажопідйомністю $Q2/Q3=10/20$ тонн. Конструкції будівлі - збірні залізобетонні: по першому прольоту колон крайніх рядів - двогілки, фахверкові суцільні прямокутного перерізу, ребристі перекриття $1,5 \times 6$ м, кроквяні ферми 30 м; У другому і третьому прольотах колони крайнього та середнього рядів двогілки, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, ребристі перекриття 3×6 м, кроквяні ферми довжиною $18, 24$ м. На всю будівлю підкранові балки довжиною 6 м, фундаментні балки довжиною 6 м, Висотою $1,2$ м. Приймаємо 3 грейфери, рівних числу прольотів будівлі та мають приблизно однаковий обсяг роботи. Ми приймаємо такі методи роботи:

1. Земляні роботи. Перш ніж розпочати розробку котловану, ми зрізаємо рослинний шар. Виїмка котловану проводиться гусеничним екскаватором ЕО-4122 із зворотною лопатою та ковшем ємністю $0,5$ м³ із частковим виносом ґрунту у відвал. Після розробки ґрунту екскаватором плануємо ділянку за допомогою бульдозера ДЗ-19 та ковзанки ДУ-50.
2. Фонд працює. Влаштовуємо монолітні залізобетонні фундаменти за схемою бетонування «кран-сполучення» (автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м); будову монолітних фундаментів під обладнання (КС-2561Е).
1. Монтажні роботи. Збираємо одноповерховий виробничий будинок за допомогою самохідних консольних кранів на гусеничному ході. У першій схемі складання встановлюємо колони за допомогою крана СКГ - 63А, у другій - підкранові балки (СКГ - 63А), у третій - конструкції перекриття: кроквяні балки та ферми, перекриття (СКГ - 160), четвертий - стінові панелі (КАТО-МК) -160С). Монтаж конструкцій здійснюється із попередньою розміткою місць встановлення. Елементи каркаса монтуються за прольотами будівлі методом вільного підйому (крім монтажу колон, що здійснюється методом повороту «в просторі»), при якому конструкції підводяться до опор. у процесі їхнього вільного переміщення.
3. Інші роботи. Облаштування даху виконуємо по довгій стороні прольоту. Потім виконуємо скління віконних прорізів по периметру будівлі. Після цього виконуємо всі інші роботи з обслуговування захватів. Виконуємо масляний розпис вікон та обробку стін зверху донизу по периметру будівлі.

Таблиця 1.1. Специфікація збірних елементів

№ з а/п	Назва елементу	Марка елементу	Кількість шт.	Розміри, м			Об'єм, м ³		Вага, т	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елементу	Всіх елементів	Одного елементу	Всіх
1	Колона крайнього ряду	1КД132	26	14550	1300	600	4.99	129,74	12.5	325
2	Колона крайнього ряду	3КД144	36	15750	1400	500	5.86	210,96	14.6	525
3	Колона середнього ряду	2КД132	13	14550	1400	600	5.81	75,53	14.4	187
4	Фахверкова колона	9КФ145-1	10	14500	600	400	3.08	30,8	7.71	77
5	Фахверкова колона	3КФ145-1	8	14500	400	400	2.32	18,56	5.8	46
6	Підкранова балка 6 м	БКНВ6-2С	48	5950	600	1000	1.66	79,68	4.2	201
7	Підкранова балка 6 м	БКНВ6-3С	32	5950	600	1000	1.66	53,12	4.2	157
8	Кроковані конструкції	ФБ 18-1А	13	17940	3000	240	2.6	33,6	6.5	84
		ФБ 24-III-5А	13	23940	3300	240	4.9	63,7	12.2	158
		ФС 30-16	18	30000	3450	350	6.7	120,6	16.7	300
9	Плити покриття	ПНС-10	320	5970	1490	300	0.62	198,4	1.4	448
		ПНС-1	168	5970	2960	300	1.07	179,76	2.3	389
10	Фундаментні балки	ФБ6-29	62	5050	320	450	0.75	46,5	1.9	118
11	Стінові панелі	ПСЛ-16	1270	6000	900	240	1.27	1612,9	1.5	1905
12	Стійки воріт	СВ	8	3600	400	400	0,576	4,61	1,44	11
13	Ригелі воріт	РВ	4	4400	400	700	1,232	4,93	3,08	12
Всього			2036					2832,57		48

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).

Таблиця 2.1. Відомість обсягів робіт

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика $(S \times 1,15) = (96 \times 30 + 72 \times 42) \times 1,15 = 5904 \times 1,15$	1000 м ²	6,79
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см $(S \times 0,15) = 5904 \times 0,15$	1000 м ³	0,886
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал $(V_k = S \times h - V_r) = 5904 \times 2,55 - 765$	1000 м ³	14,29
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди $(V_r = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо} + S \times (0,1 + 0,02)) = 63 + 455 + 240 + 5904 \times 0,12$	1000 м ³	0,765
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) $(\text{кільк.фунд.} \times S_{\phi} \times 0,1) = (1,5 \times 1,5 \times 18 + 3,3 \times 2,4 \times 75) \times 0,1$	100 м ³	0,63
6	Бетонна підготовка під фундаменти $(\text{кільк.фунд.} \times S_{\phi} \times 0,1) = (1,5 \times 1,5 \times 18 + 3,3 \times 2,4 \times 75) \times 0,1$	100 м ³	0,63
7	Влаштування монолітних фундаментів $(V_{фк} = \Sigma \text{кільк.фунд.} \times V_{\phi}) =$	100 м ³	4,55
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	100 м ²	10,27
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна	100 м ²	3,89
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. (V_k)	1000 м ³	8,18
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці (V_k)	1000 м ³	8,18
13	Монтаж колон	шт.	93
14	Монтаж підкранових балок	шт.	80
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м ²	59,04
16	Монтаж конструкції огорожі $(S_o = P \times h) = 210 \times 14,4 + 186 \times 13,2 + 1,2 \times 42$	м ²	5529,6

17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м ²	59,04
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м ²	59,04
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м ²	59,04
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м ²	59,04
21	Оздоблення покрівельною сталлю (0,7×L)=0,7×(252+186)	100 м ²	3,06
22	Фарбування стін з середини приміщень (S _o)	100 м ²	55,3
23	Фарбування фасадів (S _o)	100 м ²	55,3
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 %S _o)	100 м ²	16,59
25	Фарбування конструкцій покриття (S×1,6)	100 м ²	94,46
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м ²	59,04
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м ²	59,04
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м ²	59,04
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S _o)	100 м ²	16,59
30	Сантехнічні роботи (V _{буд.} ×0,03)	3%	1135,56
31	Електротехнічні роботи (V _{буд.} ×0,03)	3%	1135,56
32	Благоустрій території (V _{буд.} ×0,01)	1%	378,52
33	Підготовка до здачі		
34	Монтаж обладнання (V _{буд.} ×0,1)	10%	5677,86
35	Пусконаладжувальні роботи (V _{буд.} ×0,005)	0,5%	189,26

5. РОЗРАХУНОК ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ СІТЬОВОГО ГРАФІКА

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

$$T_3 = 204 \text{ днів.}$$

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

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 335,5 / (335,5 + 192) = 0,636$$

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:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (204 / 335,5) = 0,392$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{зм} = \frac{T_{зм}}{T_{дн}} = (667 / 335,5) = 1,99$$

де $T_{зм} = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 36 + 2 \cdot 14 + 2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 13,5 + 2 \cdot 14 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 6,5 +$
 $+ 2 \cdot 13 + 2 \cdot 32,5 + 2 \cdot 24,5 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 13,5 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 32 + 2 \cdot 27 + 2 \cdot 13,5 +$
 $+ 2 \cdot 30 +$
 $+ 1 \cdot 2 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 3 = 667$ — загальна кількість змін;

$T_{дн} = 335,5$ (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

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

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

$N = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 2 + 12 \cdot 27,5 + 16 \cdot 7 + 32 \cdot 1,5 + 20 \cdot 3,5 + 28 \cdot 2 + 24 \cdot 1 + 28 \cdot 2 +$
 $+ 12 \cdot 3,5 +$
 $+ 8 \cdot 6,5 + 18 \cdot 1 + 14 \cdot 6,5 + 10 \cdot 2 + 20 \cdot 2,5 + 30 \cdot 1 + 20 \cdot 3 + 10 \cdot 4 + 20 \cdot 5 + 10$
 $\cdot 13 +$
 $+ 50 \cdot 13,5 + 40 \cdot 2,5 + 52 \cdot 6 + 60 \cdot 2,5 + 20 \cdot 2,5 + 8 \cdot 0,5 + 18 \cdot 4 + 28 \cdot 4 + 20 \cdot 4$
 $+ 10 \cdot 7,5 +$
 $+ 30 \cdot 16,5 + 20 \cdot 1 + 40 \cdot 6,5 + 72 \cdot 3 + 52 \cdot 4 + 32 \cdot 23 + 10 \cdot 2 + 20 \cdot 5 = 5019$
 (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Q_{сер} = N / T_3 = 5019 / 204 = 25$ (робітника) — середня чисельність робітників.

6. РОЗРАХУНОК КАЛЬКУЛЯЦІЙ

Таблиця 6.1

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНиР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.го Д. маш.го Д.	Розцінка, грн.	Труд-ть люд.го Д. маш.го Д.	Зарплата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 10т до 18т	1-5	100т	0,85 10,08	<u>3,2</u> 1,6 <u>2,8</u> 1,4	53,78 45,05	<u>2,72</u> 1,36 <u>28,22</u> 14,11	45,71 454,10	Такелажик 2р-2 Машина т 6р-1
2	Установка колон стріловим краном у фундаменти: масою до 10т до 30т	4-1-4	шт.	18 75	<u>7</u> 1,4 <u>12</u> 2,4	145,55 232,87	<u>126</u> 25,2 <u>900</u> 180	2619,60 17465,25	Монтажник 5р-1, 4п 3р-2, 2п Машина т 6р-1
3	Забивка стиків колон з фундаментами: а) приймання бетонної суміші із кузова автобетоновозу до поворотної бадді б) подача бетонної суміші в бадді V=0,8 м³ до місця укладання стріловим краном в) забивка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4-1-54 1-6 4-1-25	100м³ м³ 1стик	0,98 97,86 93	8,2 <u>0,29</u> 0,145 1,2	137,8 4,87 23,59	8,03 <u>28,38</u> 14,19 111,6	135,04 476,58 2193,87	Бетонник 2р-1 -/- Монтажник 4р-1 3р-1
Взагалі							<u>1204,95</u> 234,96	23390,15	

Норма часу на 1 елемент $N_q = 1204,95 / 93 = 12,96$ люд.-год.

$P = 23390,15 / 93 = 251,51$ грн.

Таблиця 6.2

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНиР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Складання
			Один. виміру	Кіл-ть	Норма часу, люд.год д. маш.год	Розцінка, грн	Труд-ть люд.год д. маш.год	Заробіт на плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження підкранових балок масою до 5т	1-5	100т	3,36	<u>4,2</u> 2,1	70,58	<u>14,11</u> 7,06	237,15	Такелажик 2р- Машинист т кра бр-
2	Установка підкранових балок стріловим краном в проектне положення масою до 5т	4-1-6	шт.	80	<u>6,5</u> 1,3	126,14	<u>520</u> 104	10 091,2	Монтаж 5р- 4р- 3р- 2р- Машинист т кра бр-
3	Електрозварювання стиків балок з колонами	22-1-6	10п. м.	8,8	2,5	52,10	22	458,48	Електр. варн. 1
Взагалі							<u>556,11</u> 111,06	10 786,83	

Норма часу на 1 елемент $N_{\text{ч}} = 556,11/80 = 6,95$ люд.-год.

$P = 10786,83/80 = 134,83$ грн.

Таблиця 6.3

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНиР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Складання
			Один. Виміру	Кіл-ть	Норма часу, люд.г од. маш.г од.	Розцінка, грн	Труд-ть люд.год д. маш.год	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження балок краном з розкладкою в касети масою до 5т	1-5	100т	0,85	<u>4,2</u> 2,1	70,58	<u>3,57</u> 1,79	59,99	Такелажик 2р- Машинист т кра бр-
	масою до 13т			1,59	<u>3</u> 1,5	50,42	<u>4,77</u> 2,39	80,17	
	масою до 20т			2,84	<u>2,6</u> 1,3	29,74	<u>7,38</u> 3,69	84,46	

3	Установка балок у проектне положення стріловим краном прогоном 18 м 24м 30м	4-1-6	шт.	13 13 18	<u>8</u> 1,6 <u>9,5</u> 1,9 <u>11</u> 2,2	197,98 235,1 272,22	<u>104</u> 20,8 <u>123,5</u> 24,7 <u>187</u> 3,4	2 573,74 3 056,3 4 627,74	Монтаж ик бр- 5р- 4р- 3р- 2р- Машина т бр-
4	Електрозварювання стиків кроквяних балок з колонами	22-1-6	10м. п. шва	4,3	2,5	52,10	10,15	224,03	Елект варн. 1
5	Розвантаження плит покриття масою до 3т	1-5	100т	8,34	<u>5,4</u> 2,7	90,75	<u>45,04</u> 22,52	756,86	Такелаж ик 2р- Машина т бр-
6	Монтаж плит покриття площею до 20м ²	4-1-7	1ел	488	<u>1,2</u> 0,3	22,15	<u>585,6</u> 146,4	10 809,2	Монтаж ик 4р-1,3 2р- Машина т бр-
7	Електрозварювання монтажних стиків плит покриття з балками	22-1-6	10м шва	9,76	2,5	52,10	24,4	508,49	Елект варн. 1
8	Зняття монтажних гойдалок та драбин	5-1-2	1шт.	93 93	<u>0,37</u> 0,18 <u>0,62</u> 0,31	7,27 12,19	<u>31,82</u> 15,48 <u>53,32</u> 26,66	625,22 1 048,34	Монтаж ик 4р- 3р- Машина т бр-
Взагалі							<u>1180,5</u> 5 267,83	24454, 54	

Норма часу на 1 елемент $H_q = 1180,55/532 = 2,22$ люд.-год.

$P = 24454,54/532 = 46,05$ грн.

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНиР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Скл лані
			Од ин. вимі ру	Кіл-ть	Норм а часу, люд.го д. маш.г од.	Розці н-ка, грн.	Труд-ть люд.г од. маш.г од.	Заробі тна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 2т	1-5	100 т	19,05	<u>7,2</u> 3,6	121,0	<u>137,1</u> 6 68,58	2 305,05	Такел ик 2р- Маш т 6р-
2	Установка стінових панелей у проектне положення стріловим краном, площа панелі до 10 м ²	4-1-8	шт.	1270	<u>3</u> 0,75	58,97	<u>3 810</u> 952,5	74 891,9	Монт ик 5р-1, 1, 3р-1, : Маш 6р-
4	Електрозварювання стиків стінових панелей з колонами	22-1-6	10м .п. шва	25,4	2,5	52,10	63,5	1 323,34	Елект вар. 4
5	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою масою до 2т	1-5	100 т	1,254	<u>7,2</u> 3,6	147,88	<u>9,02</u> 4,51	185,44	Такел ик 2р- Маш 6р-
5	Встановлення фундаментних балок до проектного положення, масою до 2т	4-1-3	1ел .	66	<u>0,78</u> 0,26	21,35	<u>51,48</u> 17,16	1 409,1	Монт ик 5р-1, , 3р-2, : Маш 6р-
6	Розвантаження елементів воріт масою до 1,5т до 4т	1-5	100 т	0,11 0,12	<u>8,8</u> 4,4 <u>4,6</u> 2,3	147,88 77,30	<u>0,97</u> 0,48 <u>0,55</u> 0,28	16,27 9,28	Такел ик 2р- Маш т 6р-
7	Монтаж з/б елементів воріт	4-1-6	1ел .	4 8	<u>2,4</u> 0,48 <u>1,4</u> 0,28	46,57 27,17	<u>9,6</u> 1,92 <u>11,2</u> 2,24	186,28 217,36	Монт ик 5р-1,4 3р-2, : Маш т 6р-

8	Установка воріт краном	6-13 т.4	1м ² положен	63,4	0,24 0,12	4,43	15,21 7,61	280,8 6	Тесл 4р-2р
9	Електрозварювання стиків елементів воріт	22-1-6	10м шва	0,24	2,5	52,10	0,6	12,5	Електр. варн. 1
Взагалі							4109,2 9 1055,2 8	80620,02	

Норма часу на 1 елемент $H_4 = 3109,29 / 1348 = 2,31$ люд.-год.

$P = 80620,02 / 1348 = 59,81$ грн.

Таблиця 6.5

Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЧР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланк
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.г од. маш.г од.	Розцінка, грн	Труд-ть люд.г од. маш.г од.	Заробітна плата, 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	916,03	2,7	56,27	2473,28	51545,01	Монтажник 4р-1
2	По п 1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1-28	10м шва	801,3	1,22	25,42	977,59	20369,05	Монтажник 4р-1
Взагалі							3450,87	71914,06	

Норма часу на 10 м шву $N_q = 3\,450,87 / 1\,717,33 = 2,01$ люд.-год.

$P = 71\,914,06 / 1\,717,33 = 41,88$ грн.

Таблиця 6.6

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

Назва робіт	Обґрунтування по ЕННР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
		Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.г од. маш.г од.	Розцінка, грн	Труд-ть люд.г од. маш.г од.	Заробітна плата, грн.	
2	3	4	5	6	7	8	9	10
Приймання бетону з кузову автосамоскиду у баддю	4-1-54	100 м ³	0,41	8,2	137,8	3,36	56,49	Бетонник 2р-2
Подавання бетонної суміші	8-1-13	м ³	41,48	<u>2,5</u> 1,2	42,01	<u>103,7</u> 49,78	1742,57	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1
Заливка швів між плитами покриття бетонною сумішшю	4-1-26	100 м шва	41,52	4	78,63	166,08	3264,72	Монтажник 4р-1 3р-1
Взагалі						<u>273,1</u> 4 49,78	5063,78	

Норма часу на 100 м заливки швів $N_q = 273,14 / 42 = 6,50$ люд.-год.

$P = 5063,78 / 42 = 120,57$ грн.

7. РОЗРАХУНОК ПОТРЕБИ В ТИМЧАСОВИХ АДМІНІСТРАТИВНИХ І САНІТАРНО-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 оболонок.

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	Розрахунок площі, 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							
Кантора виконроба	9	4	36	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Кабінет техніки безпеки	61	0,2	12,2	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	25	0,82	20,5	9×2,7× 3,8	Контейнерна	45,6	2
Умивальна група	61	0,06	3,66	Поєднується з гардеробною			
Туалети – чоловічі – жіночі	43	0,07	3,01	3×2,7× 3,9	Контейнерна	8,5	1
	18	0,14	2,52	3×2,7× 3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для просушки спецодягу	61	0,2	12,2	6×2,7× 2,68	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	61	1	61	9×2,7× 3,8	Контейнерна	68,4	3
Їдальня на 50 місць	61	1	61	12×9× 3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Пункт охорони здоров'я	61	0,05	3,05	3×2,7× 3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для обігріву працівників	61	0,1	6,1	3×2,7× 3,9	Контейнерна	9,2	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	18	0,12	2,16	3×2,7× 3,9	Контейнерна	8,5	1

8. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВОГО ВОДОПОСТАЧАННЯ

Таблиця 8.1. Споживачі водопостачання

Споживачі води	Найбільша кількість споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну	Питомі витрати води, л	
		Одиниці	Кількість
1	2	3	4
Виробничі потреби:			
Екскаватор	1	маш.-год.	12,5
Бульдозер	1	маш.-доба	450
Кран	1	маш.-доба	550
Автосамоскид	5	маш.-доба	550
Технологічні потреби:			

Оздоблювальні роботи	335,55	м²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	120,49	м²	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	61	люд. на зміну	12,5
Душ з переддушовою	61	люд. на зміну	25
Їдальня	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: $0,75 \cdot 335,55 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0157$ л/с;

улаштування рулонної покрівлі: $7,5 \cdot 120,49 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0565$ л/с;

загалом: $q_{\text{техн}} = 0,0722$ л/с.

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

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

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

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

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;

$k_{2,до}$ — 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 $q_{пoж} = 15$ 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:

$$q_{заг} = q_{вир} + q_{техн} + q_{зосп} + q_{ідал} + q_{душ} + q_{пoж} = 15,5301 \text{ л/с.}$$

6.6 Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

Загальний:

$$d = 2\sqrt{\frac{q_{заг} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{15,5301 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,84 \text{ мм}$$

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

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{вир} + q_{техн}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0722) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,51 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

На санітарно-побутові потреби:

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

Приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

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 :

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

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

P_c — силова потужність машини або установки, кВт,

P_m — потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

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

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

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

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

Таблиця 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 СКГ-63А	шт.	2	103	206	0,7
2. Монтажний кран СКГ-160	шт.	1	110	110	0,7
4. Люлька ЛЕ-100-300	шт.	2	1,6	3,2	0,15
5. Електричний фарбопулт СО-61	шт.	2	0,27	0,54	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	8	15	0,06
9. Охоронна будка на в'їзді	25,6	15	0,384
10. Кабінет техніки безпеки	8,5	15	0,128
11. Приміщення для особистої гігієни жінок	16,2	15	0,243
12. Приміщення для просушки спецодягу	8,5	15	0,126
13. Пункт охорони здоров'я	42	3	0,15
14. Закритий склад			
Разом			6,37

Таблиця 9.3. Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Одиниці вимірювання	Загальна площа, м ² (довжина, м),	Освітлення, лк	Норма потужності на 1 м ² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгенплану)	м ²	48400	2	0,4	19,36
Площа будівлі (монтажна зона)	м ²	5904	20	3	17,71
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					46,07

$$P = (1,1/0,75) \cdot ((206 \cdot 0,7 + 110 \cdot 0,7 + 3,2 \cdot 0,15 + 0,54 \cdot 0,15 + 35 \cdot 0,35 + 2,4 \cdot 0,15) + 6,37 \cdot 0,8 + 46,07) = 285,54 \text{ кВт}$$

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:

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

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

E — освітленість, лк; $E = 2$ лк;

S — площа, яку освітлюють; $S = 48400 \text{ м}^2$;

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

$$n = 0,2 \cdot 2 \cdot 48400 / 500 = 39 \text{ шт.}$$

Встановлюємо по дві лампи на одній опорі.

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

$$n = 0,2 \cdot 20 \cdot 5904 / 500 = 48 \text{ шт.}$$

На 8 щоглах встановлюємо по 6 прожекторів.

10. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВИХ СКЛАДІВ

№ за/п	Табл. ДБН	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потрібних матеріалів	Од. вим.	Норма витрат	Загалом а потре
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100шт	0,18	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м³ м³	100 0,444 0,024 0,32 17,2	18 0,0577 0,0031 0,0416 2,236
2	7-6-11	Монтаж колон двогілкових масою до 30т	100шт	0,75	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м³ м³	100 0,444 0,026 0,48 131	75 0,3241 0,0189 0,3504 95,63
3	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
4	7-12-7	Укладання балок прогоном 12м	100шт	0,13	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,08 0,76	13 0,0104 0,0988
6	7-12-21	Укладання ферм прогоном 24 м	100шт	0,13	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,16 3,52	13 0,0208 0,4576
7	7-12-22	Укладання ферм прогоном 30 м	100шт	0,18	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,2 4,28	18 0,036 0,7704
8	7-13-7	Монтаж плит покриття довжиною до 12 м та площею до 20 м²	100шт	4,88	-плити покр. -проволока -рубейд. -електроди -рогожа -лісомат. -монт. вироби -бетон -розчин	шт т м² т м² м³ т м³ м³	100 0,0254 56,2 0,02 60 0,432 0,12 8,5 0,2	488 0,1239 2 274,25 0,0976 292,8 2,1081 0,5856 41,48 0,976
9	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м²	100шт	12,7	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	1270 1,27 2,54
10	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6м	100шт	0,66	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	шт т т т м³ м² м³ м³	100 0,002 0,001 0,009 0,06 5,65 3,05 0,42	66 0,0017 2 0,0006 0,0061 0,0396 3,729 2,013 0,2772
11	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100мп.	91,6 03	-розчин	м³	0,84	76,946 2

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

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

№ за/п	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Колони	шт	93
2	Підкранові балки	шт.	80
3	Кроквяні конструкції	шт.	44
4	Плити покриття	шт.	488
5	Фундаментні балки	шт.	66
6	Стінові панелі	шт.	1270
7	Ригелі воріт	шт.	4
8	Стійки воріт	шт.	8
9	Бетон	м ³	141,359
10	Розчин	м ³	78,19972
11	Монтажні вироби	т	5,8576
12	Прокат	т	0,40184
13	Електроди	т	1,7189
14	Лісоматеріали	м ³	2,53976
15	Щити	м ²	3,729
16	Руберойд	м ²	274,256
17	Солідол	т	0,006138
18	Цвяхи	т	0,001782
19	Рогожа	м ²	292,8

11. Опис будівельного генерального плану

Для монтажного етапу розроблено генеральний план, на якому відображено контури споруди з урахуванням зони її розташування, а також меж робочої та небезпечної зон дії крана. Монтажна зона, де можливе падіння вантажу під час установки та кріплення елементів, охоплює простір на відстані до 5 м від зовнішнього контуру будівлі (зона призначена для монтажу верхньої стінової панелі). На плані ОХС вона позначається пунктирною лінією, а на місцевості — попереджувальними знаками та написами. Виконання робіт із монтажу конструкцій краном проводиться згідно з відповідним наказом.

Робоча зона крана визначається за максимальним вильотом його стріли й відображається для кожної окремої стоянки. Небезпечну зону формує простір, у якому можливо падіння конструкції при переміщенні, з урахуванням напрямку розсіювання.

Її межа визначається за виразом:

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

де R_{max} — граничний виліт стріли; $0,5 \cdot l_{max}$ — половина довжини найбільшого елемента; $l_{без}$ — додаткова безпечна відстань: $0,3 \cdot h + 1$ м при $h < 10$ м, а при більшій висоті — за площиною установки.

Для організації транспортного руху використовуються тимчасові внутрішньомайданчикові дороги, що прокладаються у підготовчий період. Вони поділяються на:

односмугові — шириною 3,5 м;

двосмугові — шириною 6 м.

Радіус повороту становить 8–12 м, для великогабаритної техніки — до 18–30 м. Відстань між дорогою та складськими зонами — не менше 0,5 м; між дорогою та огорожею — не менше 1,5 м. У цьому проєкті дороги по периметру споруди виконано з дорожніх плит, решта — з ущільненого ґрунту. У небезпечних ділянках і місцях роботи кранів встановлюються знаки з обмеженням швидкості та попередженнями.

Конструкції та будматеріали розміщують на спеціально відведених тимчасових майданчиках.

Побутові та адміністративні споруди тимчасового призначення розташовуються за межами небезпечної зони, поблизу в'їзду, в компактному розміщенні типу «житлове містечко». Вимоги до відстаней:

між зблокованими спорудами — мінімум 1,5 м;

між групами таких будівель — понад 10 м;

до дороги — не ближче 1,5 м.

Схема тимчасового електропостачання включає розміщення трансформаторних підстанцій і розподільчих шаф із радіусом дії до 25 м. На майданчику функціонують освітлювальні кабельні лінії та мережа електроживлення. Застосовуються напруги:

380 В — для електродвигунів і технологічного обладнання,

220 В — для освітлення.

Кабелі прокладаються на глибині 0,8 м.

Тимчасове водопостачання передбачено кільцевою схемою.

Пожежні гідранти розміщуються:

не далі 100 м один від одного;

щонайбільше 1,5 м від дороги;

не ближче 5 м від будівель.

Питні фонтанчики встановлюються:

на відстані до 75 м від зон праці;

у всіх побутових приміщеннях.

12. Техніко-економічні показники генерального плану

У межах курсового проєкту визначено наступні показники:

Коефіцієнт забудови:
 $K_z = F_2 / F_1 = 5904 / 48400 \approx 0,122,$

де F_1 — загальна площа території, m^2 ; F_2 — площа забудови об'єктів.

Коефіцієнт використання території:
 $K_{вик} = (F_2 + F_{т.б.}) / F_1 = (5904 + (503 + 8857)) / 48400 \approx 0,32,$

де $F_{т.б.}$ — площа, зайнята тимчасовими будівлями, дорогами, під'їздами.

Довжина тимчасових інженерних мереж та доріг:

- дороги — 1110 м
- водопостачання — 660 м
- електропостачання — 1525 м

13. Заходи з техніки безпеки та охорони праці

Монтажна безпека.

Під час транспортування збірних елементів їх необхідно обмежувати від обертання й розхитування за допомогою гнучких розтяжок. Встановлені в проєктне положення конструкції тимчасово фіксуються для збереження геометрії. Розтяжки мають закріплюватися на надійних опорах та не створювати перешкод для руху техніки.

Монтажне обладнання, включаючи навісні драбини, встановлюється на елементах до їх підймання. Для драбин, які перевищують 5 м, передбачаються засоби кріплення страховального фала, захист металевими дугами та жорстке кріплення. Монтажники працюють лише з риштувань або попередньо закріплених опорних елементів.

Перед початком монтажу узгоджуються умовні сигнали між кранівником і визначеною особою (бригадир, такелажник). Всі команди подає лише вона, окрім команди «Стоп», яку має право дати будь-який працівник у разі загрози.

Якщо зона монтажу не видно з кабіни крана, забезпечується голосовий чи візуальний зв'язок. За потреби призначаються додаткові сигнальники з-поміж такелажників.

Під час зупинки робіт заборонено залишати на гаку крана підняті конструктивні елементи або обладнання.

Монтажні операції із деталями, що мають значну парусність, повинні призупинятися при швидкості вітру від 10 м/с і вище.

До виконання альпіністських робіт допускаються особи не молодші 18 років, які:

пройшли навчання з питань охорони праці й перевірку знань;

успішно пройшли медичний огляд;

мають досвід виконання висотних робіт не менше одного року;

мають кваліфікаційний розряд не нижче третього.

Працівники, які лише починають працювати у сфері висотних робіт, повинні протягом одного року працювати під наглядом досвідчених спеціалістів, призначених наказом керівника підприємства.

Фарбування та нанесення антикорозійного покриття на конструкції та обладнання, якщо виконується безпосередньо на будівельному майданчику, має здійснюватися до їх підйому на проєктні позначки. Після монтажу дозволяється обробка лише зварних та монтажних стиків.

Безпечне виконання електрозварювальних робіт

До виконання зварювальних робіт допускаються працівники:

віком не менше 18 років;

які пройшли медичний огляд і фахову підготовку;
які склали іспит із теоретичних знань і практичних навичок;
атестовані комісією й мають сертифікат з відповідного методу зварювання.
Електрозварювальники повинні мати групу допуску з електробезпеки не нижче II.
Для виконання електрозварювальних або газополум'яних робіт на висоті від 5 м допускаються працівники, які:
пройшли додатковий медогляд;
мають стаж роботи на висоті не менше року;
мають кваліфікацію не нижче III розряду.
Усі металеві частини зварювального обладнання повинні бути знеструмлені у неробочому стані, а вироби, що зварюються — обов'язково заземлені.
Безпечне переміщення та складування вантажів
Під час навантажувально-розвантажувальних робіт не дозволяється стропувати вантажі у нестійкому положенні. Перед переміщенням залізобетонних елементів (панелей, блоків тощо) слід перевірити стан монтажних петель і видалити з них залишки бетону.
Такелаж слід підбирати з урахуванням типу вантажу та його маси. Стропи обирають такої довжини та конструкції, щоб кут між гілками не перевищував 90° і не перевищував допустиме навантаження. Перед підйомом елементів крановим обладнанням необхідно перевірити вантажопідйомність машини й фактичне навантаження.
Розміщення вантажу виконується рівномірно, без порушення нормативних габаритів, не загороджуючи проходи й в'їзди. Матеріали зберігають на рівних платформах, з вжитими заходами щодо запобігання їх осіданню, скочуванню чи падінню.
Склади повинні бути обладнані дренажем дощових вод. Заборонено складування на насипних неуцільнених ґрунтах.
Рекомендоване розміщення елементів:
стінові панелі — в касетах або пірамідах;
перекриття — в штабелях до 2,5 м на прокладках із розпірками;
колони та підкранові балки — в штабелях до 2,0 м на підставках з фіксаторами;
кроквяні ферми — на металевих кондукторах;
дрібносортний метал — у стояках заввишки не більше 1,5 м.
У разі розміщення транспорту на платформі:
між автомобілями, що стоять один за одним — щонайменше 1,0 м;
між транспортом, що стоїть паралельно — щонайменше 1,5 м;
між будівлею та транспортним засобом або краєм вантажу — щонайменше 0,5 м;
між автомобілем та штабелем вантажу — щонайменше 1,0 м.
Організація безпечної роботи на будівельному майданчику
Внутрішньомайданчикові дороги повинні бути позначені дорожніми знаками, які регулюють рух згідно з чинними Правилами дорожнього руху. Гранична швидкість руху:
до 10 км/год — на прямолінійних ділянках;
до 5 км/год — на поворотах та поблизу місць активних робіт.
У темний період доби будівельний майданчик, робочі місця, підходи й проходи повинні бути добре освітлені. Джерела світла не повинні сліпити працівників, а електроосвітлення має бути безпечним і відповідати нормам. Заборонено виконання робіт у зонах із недостатнім рівнем освітленості.

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Методичні вказівки до виконання архітектурної курсової роботи (АКР-3) «Промислова будівля» з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів будівельної спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання // Р.А. Тімченко, Д.А. Крішко. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 32 с.
2. Методичні вказівки до 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.
3. 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.
4. 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.
5. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з металевих конструкцій «Балочна клітка» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2012 р.
6. 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.
7. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Розрахунок та конструювання позацентрово-стиснутих одноступінчатих колон» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2012 р.
8. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Розрахунок та конструювання кроквяних ферм» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2010 р.
9. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Розрахунок та конструювання підкранових балок» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2009 р.
10. 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.
11. 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.
12. Методичні вказівки до виконання курсового та дипломного проектування з дисципліни «Зведення і монтаж будинків та споруд» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання. Частина 2 // О.І. Валовой, О.М. Грицаєнко, Д.В. Попруга. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 64 с.
13. 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.
14. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація будівництва» спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» для студентів усіх форм навчання. Частина 2 // В.В. Афанасьєв, О.І. Валовой. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 32 с.
15. Гетун Г.В. Основи проектування промислових будівель: навч. посіб. – К.: Кондор, 2009. – 210 с.
16. Гетун Г.В. Архітектура будівель і споруд. Кн. 1. Основи проектування. Вид. 2-ге.: Підр. – К.: Кондор-Видавництво, 2012. – 380 с.
17. Лінда С.М. Архітектурне проектування громадських будівель і споруд : навчальний посібник/ С.М. Лінда. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка",

2010. – 611 с.

18. Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки: Підручник. Плоский В.О., Гетун Г.В. – 2015 р. – 617 с.

19. 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.

20. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник / А.М. Павліков – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.

21. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнєцов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища шк., 1995. – 594с.

22. 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.

23. 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.

24. 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.

25. Металеві конструкції: Підручник / В. Сверлов, І. Середюк, В. Середюк, Л. Жарко – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003. – 263с.

26. 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.

27. Валоной О.І., “Конструктивні рішення й технологія зведення гірничо-збагачувальних комбінатів”. «Мінерал» КТУ 2004.- 113с.

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

29. Валоной О.І., Валоной М.О. Проектування та інженерні вишукування в будівництві, 2012. - 373 с.

30. Валоной О.І., Валоной М.О. Технологія будівельного виробництва, 2012. - 610с.

31. Валоной О.І., Валоной М.О. Організація будівництва, 2012. - 600с.

32. Валоной О.І., Валоной М.О. “Проектування та інженерні вишукування в будівництві” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 365с.

33. Валоной О.І., Валоной М.О. “Організація будівництва” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 517с.

34. Валоной О.І., Валоной М.О. “Технологія будівельного виробництва” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 612с.

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

36. Організація будівництва / С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М.Тригер та ін.; За редакцією С.А. Ушацького. Підручник. – К: Кондор, 2007. – 521 с.

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

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

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

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

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

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

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

44. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 97 с.
45. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
46. ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Основні вимоги до проектної та робочої документації.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 58 с.
47. ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. - 75 с.
48. ДСТУ Б А.2.4-6:2009. Правила виконання робочої документації генеральних планів. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 34 с.
49. ДСТУ Б А.2.4-2:2009. Умовні позначки і графічні зображення елементів генеральних планів та споруд транспорту.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 27 с.
50. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. - Київ: Держспоживстандарт України, 2019. - 18 с.
51. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. - 199 с.
52. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 46 с.
53. 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.
54. 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.
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 дозвілєві 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.