

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.

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

Хроменко Єгор Вікторович

(прізвище, ім'я, по батькові)

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

Місце будівництва – м. Кривий Ріг.

Будівля, що проектується промислова – механічний цех, розміри в осях 84 x 96м.

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

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

4. 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

Механічний цех 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

Механічний цех 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 — Механічний цех — має габаритні розміри в осях 96×72 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

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

Механічний цех 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

Механічний цех 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.

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

Проектована будівля є повнокаркасною. Просторова жорсткість у поперечному напрямку досягається завдяки поперечним рамам, які формуються шляхом замонолічування 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.

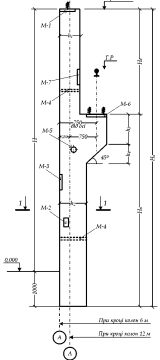
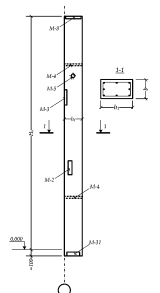
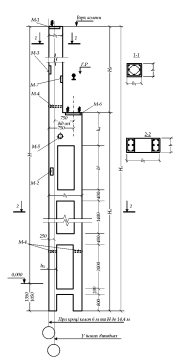
В одноповерхових спорудах для створення торцевих і поздовжніх фахверків застосовуються збірні залізобетонні колони. Такі фахверкові колони розміщують біля торцевих стін і між основними в поздовжніх при кроці крайніх колон 12 м та довжині стінових панелей 6 м. Вони призначені для монтажу стінового огороження,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

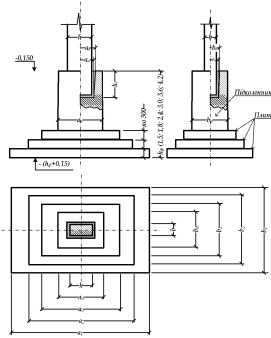
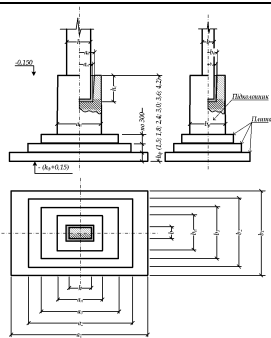
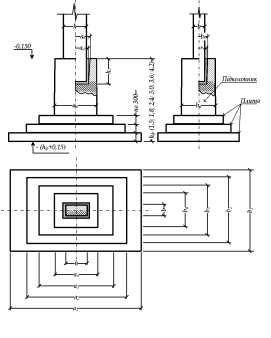
Для стін передбачені фундаментні балки, які спираються на бетонні стовпчики, встановлені на верхньому уступі фундаменту.

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 сідця фундамен- т. 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 здирання 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

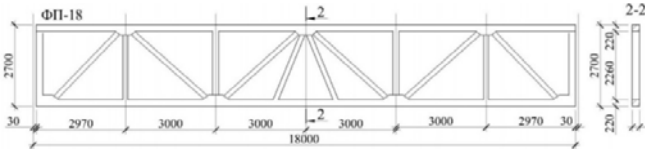
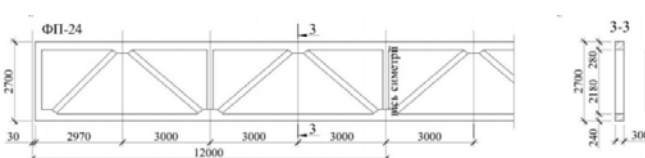
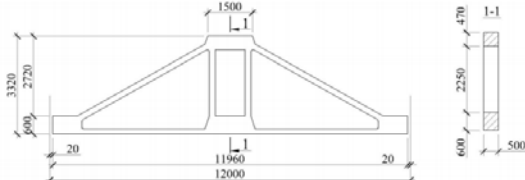
Марка балки	Ескіз	Крок колони, м	Розміри, мм
ФБ 6-12		6	450 x 400

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 і	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.

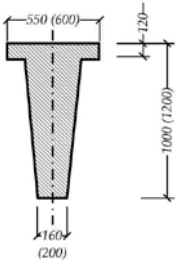
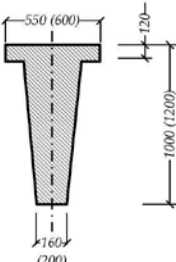
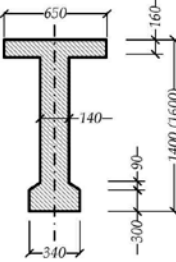
Залізобетонні підкранові балки застосовують в одноповерхових промислових будівлях при міжколонній відстані 6 або 12 м та вантажопідйомності кранів до 50 т. З огляду на зручність виготовлення та монтажу, вони проєктуються розрізними. Їх форма — таврового перерізу: для прольоту 6 м висота становить 800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

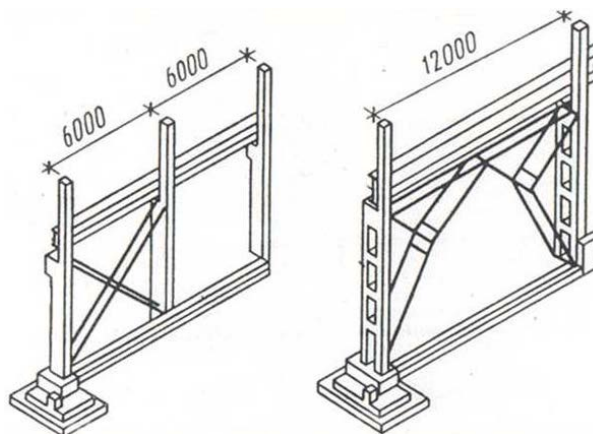
Марка балки	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
Окрема залізобетонна будівля			
БКНВ 6 -4с		5960	1000 x 600
Залізобетонна будівля			
БКНВ 6 -4с		5960	1000 x 600
БКНВ 12 -3с		11950	1400 x 650

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 підкроквяних ферм, саме вони виконують роль розпірок по колонах, і окремі елементи для цієї мети не передбачаються.

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



а)

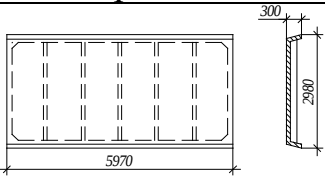
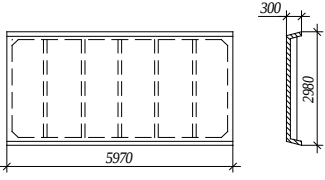
б)

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 x 300
Залізобетонна будівля			
ПНС-10		5960	1490 x 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.

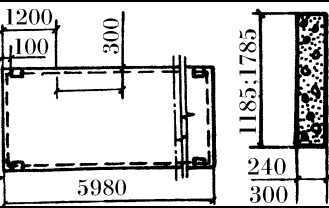
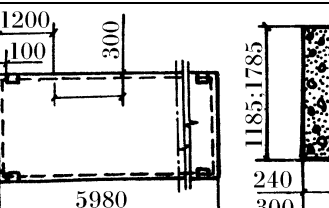
У місцях, де колони каркаса зсунуті відносно поперечної координатної осі на 500 мм, використовують поздовжні панелі або панелі з добірними вставками. У торцях будівлі панелі фіксують до фахверкових колон.

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.

Таблиця 8 – Стінове огороження

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

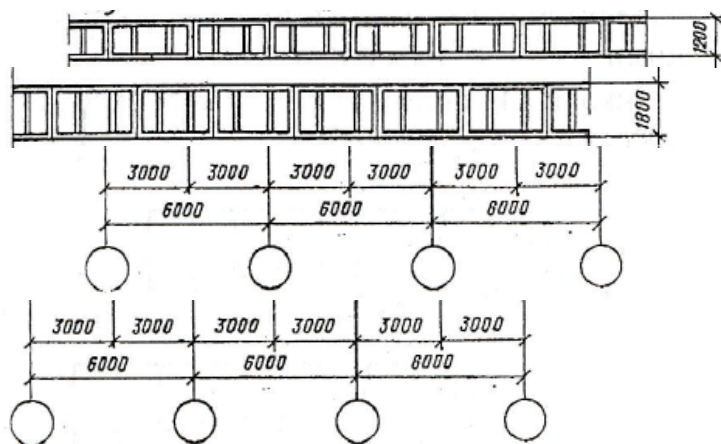
5.9 Вікна

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.



а)

б)

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.

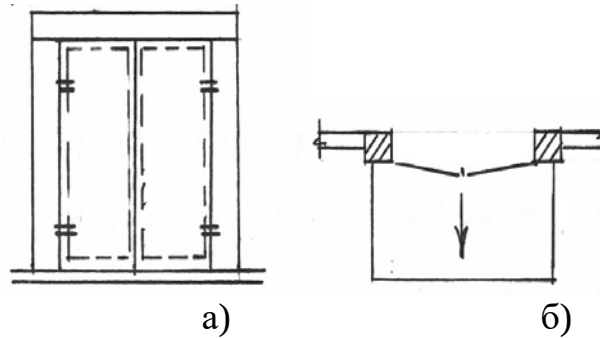


Рисунок 3 – Розпашні ворота: а – вид з торця; б – вид згори.

5.11 Покрівля та система водовідводу

Проектом передбачено влаштування суміщеної, невентильованої 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 парапетів 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.

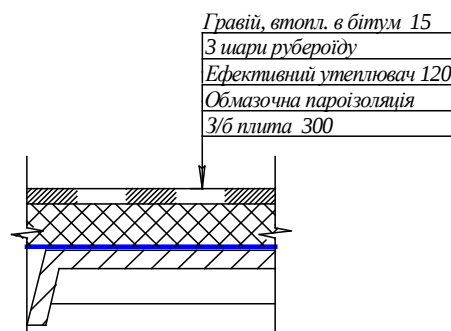


Рисунок 4 – Фрагмент покрівлі

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 координатних 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.

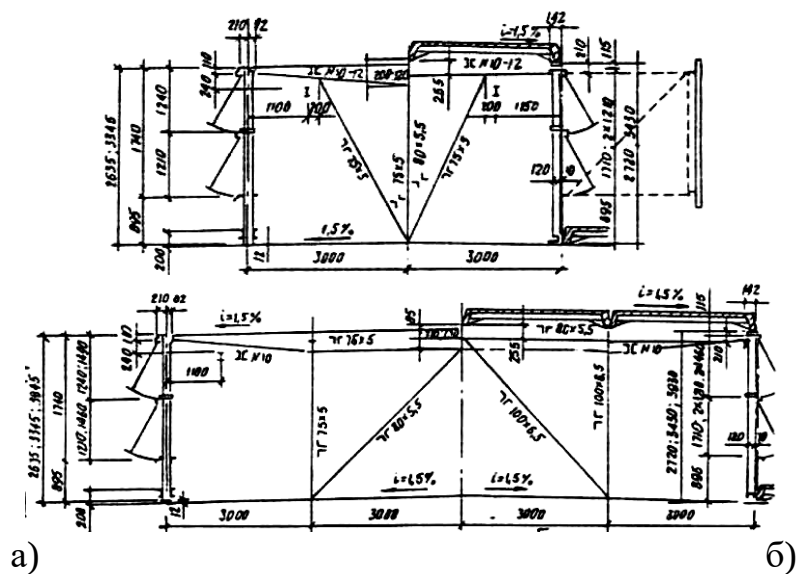


Рис 5 – Ліхтарі: а – 6 м; б – 12 м

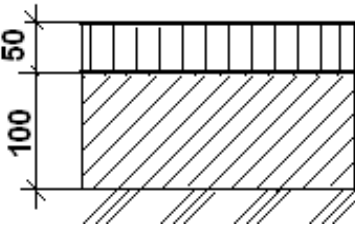
5.13 Підлоги

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:

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

де m – коефіцієнт світлового клімату;

c – коефіцієнт сонячності;

e – нормований коефіцієнт природного освітлення.

2. Площа засклення:

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

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

$k_z = 1,5$ - 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 підстиляючого 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

1. ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ

Панель покриття має номінальні габарити: довжина 12 м, ширина 3 м, висота — 450 мм. Конструкція включає трапецієподібні поздовжні та поперечні ребра:

- *Поздовжні ребра* мають ширину 100 мм у нижній частині та 140 мм у верхній;
- *Поперечні ребра*, які розташовані орієнтовно через кожен метр, мають висоту 150 мм і ширину, що змінюється від 40 мм (внизу) до 160 мм (вгорі).

Матеріалом для виготовлення панелі є **важкий бетон класу В35**. Армування плити виконується **зварною сіткою**.

- *Поперечні ребра* армуються **плоскими зварними каркасами** з робочою поздовжньою арматурою класу **A-III**.
- *Поздовжні ребра* — **попередньо напруженою арматурою** класу **Ат-VI**, каркасами та додатковими сітками в місцях опор.

За вимогами тріщиностійкості панель підпадає під **III категорію**.

Будівля, для якої розробляється ця панель, є **опалюваною промисловою спорудою з нормальним вологовим режимом і неагресивним внутрішнім середовищем**. Об'єкт розташований у **I сніговому районі**, а коефіцієнт надійності за призначенням приймається рівним **0,95**.

Для арматури класу Ат-VI: $R_s = 815 \text{ МПа}$, $R_{s,ser} = 980 \text{ МПа}$, $E_s = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; 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 І снігового району):

$$S_n = S_0 \cdot \mu = 0,8 \cdot 1 = 0,8 \text{ кН} / \text{м}^2$$

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

Характеристичне значення навантаження від пилу:

$$d_n = d_0 \cdot \mu = 0,12 \cdot 1 = 0,12 \text{ кН} / \text{м}^2$$

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, $\rho=1,8\text{т/м}^3$ ($0,02 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 9,81=0,353$)	1,2	0,353	0,336	0,403
Мінеральний утеплювач $t=8$ см, $\rho=0,50\text{т/м}^3$ ($0,08 \cdot 1 \cdot 0,50 \cdot 9,81=0,432$)	1,2	0,432	0,41	0,492
Обмазувальна пароізоляція	1,1	0,06	0,057	0,063
Разом навантаження від ізоляційного шару		1,09	1,04	1,25
Панель покриття з бетоном замоноличування	1,1	1,85	1,76	1,93
Усього постійне навантаження		2,94	2,80	3,18
<u>Змінне</u>				
Снігове (короткочасне)	1,04	0,8	0,76	0,79
Пилове (тривале)	1,3	0,12	0, 11	0,14
Усього змінне навантаження		0,92	0,87	0,93
Усього повне навантаження		3,86	3,67	4,11
в т. ч. :				
тривалої дії		3,06	2,91	3,32
короткочасної дії		0,8	0,76	0,79

3. РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПАНЕЛІ

Визначення типу плити

Плита панелі завтовшки $t = 25$ мм виконує функцію **однорядної багатопролітної нерозрізної плити**, розділеної на окремі осередки — ділянки, обмежені та зацмлені вздовж контуру **поздовжніми та поперечними ребрами**.

Розміри цих ділянок (вічок) визначаються **відстанями у світлі** між суміжними гранями середніх та крайніх ребер по довжині та ширині панелі

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

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

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

Для розрахунку роботи плити приймається модель **п'ятипрольотної нерозрізної балки прямокутного перерізу** з висотою 2,5 см і шириною 267 см, яка спирається на поперечні ребра та рівномірно навантажена по всій площі. Кожен із п'яти прольотів відповідає **відстаням між гранями суміжних поперечних ребер**, а на крайніх ребрах плита **вільно опирається**, що дозволяє врахувати деформації на торцях.

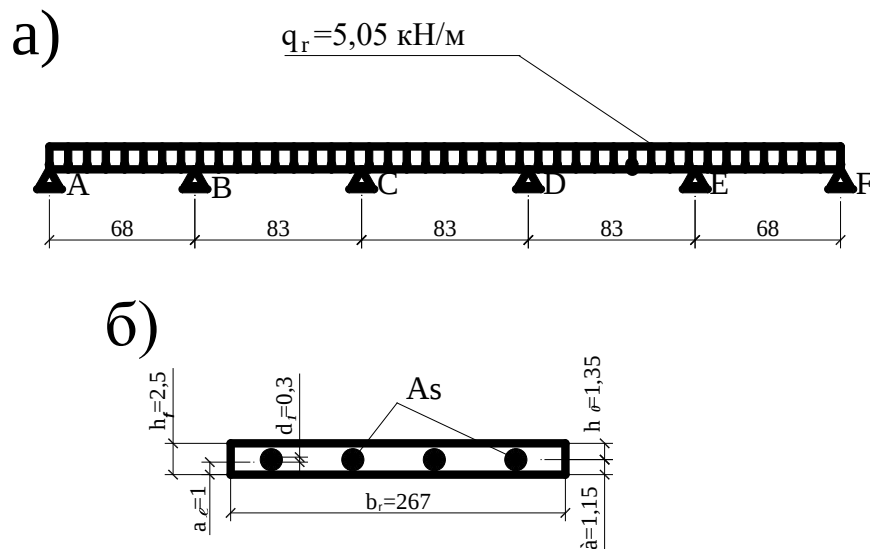


Рис. 1. Розрахункова схема та розрахунковий переріз плити

Навантаження на плиту складається з постійного та змінного. Постійне навантаження включає власну вагу плити завтовшки $t=25\text{мм}$ та навантаження від теплоізоляційного шару $i=1,25 \text{ кН/м}^2$. Змінне навантаження $v=1,18 \text{ кН/м}^2$.

Граничне навантаження від власної ваги на 1м^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

$$g_r = (i + r) \cdot b_1 = (1,25 + 0,64) \cdot 2,67 = 5,05 \text{ кН / м}$$

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

$$v_r = v \cdot b_1 = 0.93 \cdot 2.67 = 2.48 \text{ kH} / \text{м}$$

Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на плиту:

$$q_r = g_r + v_r = 5.05 + 2.48 = 7.53 \text{ kH} / \text{м}$$

Визначення зусиль

Згинаючий момент в крайніх прольотах плити:

$$M_{ab} = q_r \cdot l_{1e}^2 / 11 = 0.0753 \cdot 68^2 / 11 = 31.65 \text{ kH} \cdot \text{см}$$

Згинаючий момент в середніх прольотах та на середніх підпорах:

$$M_{bc} = M_c = q_r \cdot l_1^2 / 16 = 0.0753 \cdot 83^2 / 16 = 32.42 \text{ kH} \cdot \text{см}$$

Для подальшого розрахунку приймається момент, що має найбільше значення, тобто $M_{bc} = 32.42 \text{ kH} \cdot \text{см}$.

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 $d_1 = 3 \text{ мм}$, поперечних $d_2 = 3 \text{ мм}$. Захисний шар бетону робочих стержнів приймається $a_l = 10 \text{ мм}$, тоді

$$a = a_g + d_1 / 2 = 1 + 0.3 / 2 = 1.15 \text{ см}$$

Робоча висота перерізу :

$$h_0 = t - a = 2.5 - 1.15 = 1.35 \text{ см}$$

$$\alpha_m = M_{bc} / R_b \cdot b_1 \cdot h_0 = 32.42 / 1.75 \cdot 267 \cdot 1.35^2 = 0.038$$

$$\xi = 0.039$$

$$\zeta = 0.98 \text{ [7].}$$

Потрібна площа перерізу арматури:

$$A_{S, \text{req}} = M_{bc} / R_s \cdot \zeta \cdot h_0 = 32.42 / 0.98 \cdot 37.5 \cdot 1.35 = 0.65 \text{ см}^2$$

Приймаємо 10Ø3 Вр-І з

загальною площею $A_s = 0.707 \text{ см}^2$

Коефіцієнт армування

$$\mu = A_s / b_1 \cdot h_0 = 0.707 / 267 \cdot 1.35 = 0.002 > \mu_{\min} = 0.0005$$

Поздовжні стержні арматурної сітки плити розміщуються з кроком:

$$v = b_1 / 18 = 267 / 10 = 26.7 \text{ см} - \text{приймаємо крок } v = 200 \text{ см}$$

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

$$C1 \frac{3BpI - 200}{3BpI - 250} 2930 \times 11910 \frac{80}{65}$$

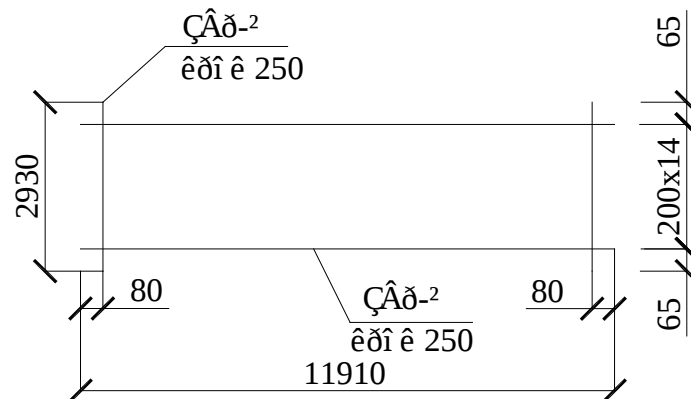


Рис. 2. Зварна сітка плити панелі

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:

$$M = (g_r + db_1) \cdot l_1^2 / 16 + v_{n,sh} \gamma_f \gamma_n l_1 / 6 = (5.05 + 0.14 \cdot 2.67) \cdot 0.83^2 / 16 + 1 \cdot 1.2 \cdot 0.95 \cdot 0.83 / 6 = 0.391 \text{ кН} \cdot \text{м} = 39.1 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = \mu R_s / R_b = 0.002 \cdot 37.5 / 1.55 = 0.048$$

Тоді $\alpha_m = 0.047$ [7]

Несуча здатність плити:

$$M_{adm} = \alpha_m R_b b_1 h_0^2 = 0.047 \cdot 1.75 \cdot 267 \cdot 1.35^2 = 40.02 \text{ кН} \cdot \text{см} > 39.1 \text{ кН} \cdot \text{см}, \text{ отже міцність}$$

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)

$$i_w = 1.250.99 = 1.24 \text{ kH / м}$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної ваги плити:

$$r_w = 0.64 \cdot 0.99 = 0.634 \text{ kH / м}$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної ваги ребра з середньою шириною $b_m = (b_{\text{inf}} + b_{\text{sup}}) / 2 = (0.04 + 0.16) / 2 = 0.1 \text{ м}$

$$w = b_m \cdot (h - h'_f) \cdot \rho \cdot 9.81 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0.1(0.15 - 0.025) \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 0.32 \text{ kH / м}$$

Загальне розрахункове постійне навантаження:

$$g_w = i_w + r_w + w = 1.24 + 0.634 + 0.32 = 2.194 \text{ kH / м}$$

Розрахункове змінне рівномірно розподілене навантаження:

$$v_w = v \cdot l_w = 0.93 \cdot 0.99 = 0.921 \text{ kH / м}$$

Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на поперечне ребро панелі

$$q_w = g_w + v_w = 2.194 + 0.921 = 3.115 \text{ kH / м}$$

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 $b_m = 10 \text{ см}$

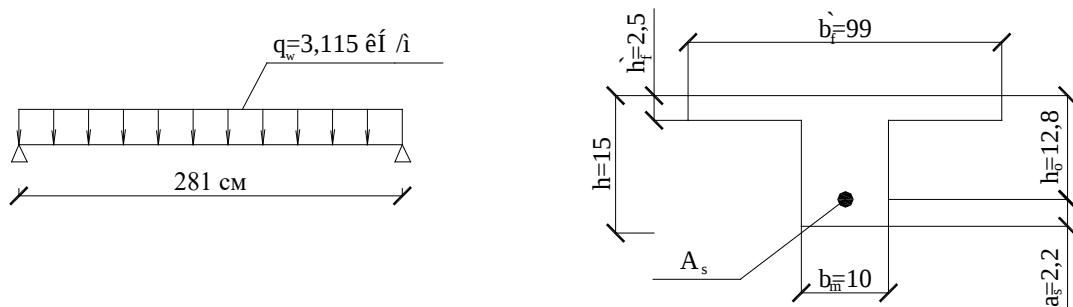


Рис.3 Розрахункова схема та розрахунковий поперечний переріз поперечного ребра.

Розрахункові зусилля

Згинаючий момент посередині прольоту:

$$M_w = q_w \cdot l_0^2 / 8 = 0.03115 \cdot 281^2 / 8 = 307.45 \text{ kH} \cdot \text{см}$$

Поперечна сила:

$$Q_w = q_w \cdot l_0 / 2 = 0.03115 \cdot 281 / 2 = 4.38 \text{ kH}$$

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

$$M_w = 307.45 \text{ kH} \cdot \text{см} < M'_f = 1.75 \cdot 99 \cdot 2.5 \cdot (12.8 - 0.5 \cdot 2.5) = 5002.6 \text{ kH} \cdot \text{см}$$

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

$$\alpha_m = \frac{M_w}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{307.45}{1.75 \cdot 99 \cdot 12.8^2} = 0.011$$

$$\zeta = 0.996 [7].$$

Потрібна площа перерізу арматури:

$$A_{s, \text{req}} = \frac{M_w}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{307.45}{36.5 \cdot 0.996 \cdot 12.8} = 0.661 \text{ см}^2$$

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

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

$Q_w = 4.38 \text{ kH} < Q_b = 8.83 \text{ kH}$ – поперечна арматура установлюється 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 $a = 5 \text{ см}$

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

Розрахункове навантаження та зусилля

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

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

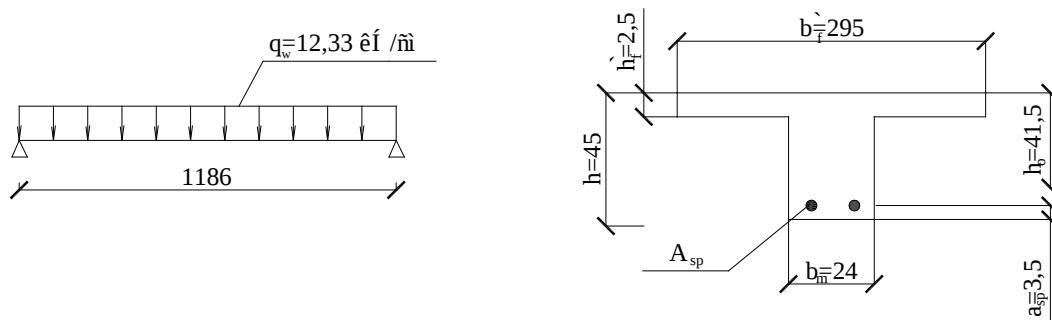


Рис. 4. Розрахункова схема та зведений переріз поздовжніх ребер.

Згинаючий момент посередині прольоту:

$$M = q \cdot l_0^2 / 8 = 0.1233 \cdot 1186^2 / 8 = 21680 \text{ kN} \cdot \text{см}.$$

Поперечна сила в перерізі біля підпори від повного навантаження:

$$Q_{\max} = q \cdot l_0 / 2 = 0.1233 \cdot 1186 / 2 = 73.12 \text{ kN}$$

Розрахунок поздовжньої арматури

Для визначення робочої висоти перерізу попередньо призначається діаметр поздовжньої робочої арматури $d=20 \text{ мм}$, захисний шар бетону приймається $a_l = 25 \text{ мм}$, виходить:

$$a_{sp} = 2.5 + 2 / 2 = 3.5 \text{ см}$$

Робоча висота перерізу :

$$h_0 = h - a_{sp} = 45 - 3.5 = 41.5 \text{ см}$$

В межах стисненої полиці завширшки $b'_f = 295 \text{ см}$, що уводиться у розрахунок уміщується з кроком $v=20 \text{ см}$

$$(b'_f / v) + 1 = (295 / 20) + 1 = 15 \text{ стержнів.}$$

Загальна площа перерізу арматури 15Ø3 та 2Ø5 в стисненій зоні зведеного ребра $A'_s = 1.458 \text{ см}^2$.

Так як

$$M_f = R_b \cdot b_f \cdot h'_f (h_0 - 0.5 h_f) + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a'_s) = 1.75 \cdot 295 \cdot 2.5 \cdot (41.5 - 0.5 \cdot 2.5) + 37.5 \cdot 1.458 (41.5 - 1.35) = 54143 \text{ kN} \cdot \text{см} > M = 21680 \text{ kN} \cdot \text{см}$$

Межа стисненої зони проходить в полиці. Потрібна площа перерізу попередньо напруженої арматури визначається з розрахунку прямокутного перерізу шириною $b'_f = 295 \text{ см}$.

Визначається :

$$\alpha_m = M / R_b b'_f h_0^2 = 21680 / 1.75 \cdot 295 \cdot 41.5^2 = 0.024$$

$$\xi = 0.024$$

$$\zeta = 0.988 [7]$$

Для класу арматури Ат-VI та важкого бетону класу В35 $\xi_r = 0.47$. Так як

$\xi = 0.024 < \xi_r = 0.47$, 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:

$$A_{sp,req} = (21680 - 36 \cdot 0.393 \cdot 0.988 \cdot 41.5) / (1.1 \cdot 81.5 \cdot 0.988 \cdot 41.5) = 5.74 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2Ø20 Ат-VI з $A_s=6,28 \text{ см}^2$. 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

$$\begin{aligned} 0.3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b_m \cdot h_0 &= 0.3 \cdot 1.03 \cdot 0.825 \cdot 1.75 \cdot 24 \cdot 41.5 = \\ &= 444.33 \text{ кН} > Q_{\max} = 73.12 \text{ кН} \end{aligned}$$

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

$$\sigma_{sp} = 980 - 60 = 920 \text{ МПа} [7]$$

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

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

$$p = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \cdot A_{sp} = 0.9 (92 - 10) \cdot 6.28 = 463.5 \text{ кН}$$

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

$$\varphi_n = 0.1 \cdot p / R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0 = 0.1 \cdot 463.5 / 0.115 \cdot 24 \cdot 41.5 = 0.4 < 0.5$$

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

$$q_1 = (g + v/2) b_n = (3.18 + 0.93/2) 3 = 10.94 \text{ kH / м}$$

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

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 73.12 - 0.1094 \cdot 103.75 = 61.8 \text{ kH}$$

Так як $Q = 61.8 \text{ kH} < Q_b = 96.2 \text{ kH}$ 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-І, 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-І, 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-І діаметром 4 мм; ширина сіток 230 мм; у кожний бік вони заступають на 500 мм.

Вути панелі армуються сітками С4 та С5 із дротової арматури класу Вр-І діаметром 3 або 4 мм. В кутах панелі розміщуються закладні деталі.

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 : $A_{sp} = 6,28 \text{ см}^2$; $A_s = 0,393 \text{ см}^2$; $A'_s = 1,458 \text{ см}^2$

Загальна площа перерізу арматури, що перетинає еквівалентний переріз:

$$A_{s,tot} = 6,28 + 0,393 + 1,458 = 8,131 \text{ см}^2$$

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:

$$A_{red} = A + \alpha_p A_{sp} + \alpha_s (A_s + A'_s) = 1757,5 + 5,51 \cdot 6,28 + 4,93 \cdot (0,393 + 1,458) = 1801 \text{ см}^2$$

Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої грані:

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

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані панелі :

$$S_{\text{red,inf}} = S_{\text{inf}} + \alpha_p \cdot A_{sp} \cdot a_{sp} + \alpha_s \cdot [A_s \cdot a_s + A'_s (h - a'_s)] = 53940.6 + 5.51 \cdot 6.28 \cdot 3.5 + 4.93 \cdot [0.393 \cdot 2.5 + 1.458(45 - 1.35)] = 54381 \text{ см}^3$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до нижньої та верхньої грані

$$\text{перерізу : } y_0 = \frac{S_{\text{red,inf}}}{A_{\text{red}}} = 54381 / 1801 = 30.2 \text{ см}$$

$$y'_0 = h - y_0 = 45 - 30.2 = 14.8 \text{ см}$$

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

$$y_{sp} = y_0 - a_{sp} = 30.2 - 3.5 = 26.7 \text{ см}$$

$$y_s = y_0 - a_s = 30.2 - 2.5 = 27.7 \text{ см}$$

$$y'_s = y'_0 - a'_s = 14.8 - 1.35 = 13.45 \text{ см}$$

Момент інерції бетонного перерізу щодо центра ваги зведеного перерізу:

$$= b'_f \cdot (h'_f)^3 / 12 + b'_f \cdot h'_f \cdot (y'_0 - 0.5h'_f)^2 + b_m \cdot (h - h'_f)^3 / 12 + b_m (h - h'_f) \cdot [y_0 - 0.5(h - h'_f)]^2 =$$

$$295 \cdot 2.5^3 / 12 + 295 \cdot 2.5(14.8 - 0.5 \cdot 2.5)^2 + 24(45 - 2.5)^3 / 12 +$$

$$24(45 - 2.5) \cdot [30.2 - 0.5 \cdot (45 - 2.5)]^2 = 371027 \text{ см}^4$$

Момент інерції зведеного перерізу відносно його центра ваги:

$$I_{\text{red}} = 371027 + 5.51 \cdot 6.28 \cdot 26.7^2 + 4.93 \cdot (0.393 \cdot 27.7^2 + 1.458 \cdot 13.45^2) = 398482 \text{ см}^4$$

Момент опору зведеного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$W_{\text{red,inf}} = I_{\text{red}} / y_0 = 398482 / 30.2 = 13195 \text{ см}^3$$

Момент опору зведеного перерізу відносно верхньої стисненої грані:

$$W_{\text{red,sup}} = I_{\text{red}} / y'_0 = 398482 / 14.8 = 26925 \text{ см}^3$$

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

$$W_{\text{pl,inf}} = 1.75 \cdot 13195 = 23091 \text{ см}^3$$

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 стисненої зони під час обтиснення панелі з урахуванням не пружних деформацій бетону

$$W_{\text{pl,sup}} = \gamma \cdot W_{\text{red,sup}} = 1.5 \cdot 26925 = 40388 \text{ см}^3$$

9. ВИЗНАЧЕННЯ ВТРАТ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ ТА ПІДРАХУНОК ЗУСИЛЬ ОБТИСНЕННЯ

Перші витрати

Стрижньова попередньо напружена арматура натягується електротермічним способом.

$$\sigma_1 = 0,05 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 92 = 2,76 \text{ kH / cm}^2$$

Зусилля попереднього обтиску з урахуванням втрат попереднього напруження

$$\sigma_1 \dots \sigma_s$$

$$P_I = A_{sp} \cdot [\sigma_{sp} - (\sigma_1 \dots \sigma_s)] = 6,28(92 - 2,76) = 560,4 \text{ kH}$$

а його ексцентриситет відносно центра ваги зведеного перерізу:

$$e_{spI} = y_{sp} = 26,7 \text{ см}$$

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

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

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 :

$$\sigma_{ep} = P_I / A_{red} + (P_I \cdot e_{opI} - M_C) \cdot y_{sp} / I_{red} = 560,4 / 1801 + (560,4 \cdot 26,7 - 9503) \cdot 26,7 / 398482 = 0,677 \text{ kH / cm}^2$$

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

$$\sigma'_{ep} = P_I / A_{red} + (M_C - P_I \cdot e_{opI}) \cdot y'_s / I_{red} = 560,4 / 1801 + (9503 - 560,4 \cdot 26,7) \cdot 13,45 / 398482 = 0,127 \text{ kH / cm}^2$$

Визначається коефіцієнт:

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

Оскільки

$$\sigma_{ep} / R_{ep} = 0,677 / 2,45 = 0,28 < \alpha = 0,31 \text{ втрати від швидконапливаючої}$$

повзучості для бетону природного твердіння :

$$\sigma_6 = 4 \cdot \sigma_{ep} / R_{ep} = 4 \cdot 0,677 / 2,45 = 1,11 \text{ kH / cm}^2$$

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

$$\sigma'_6 = 4 \cdot \sigma'_{ep} / R_{ep} = 4 \cdot 0,127 / 2,45 = 0,21 \text{ kH / cm}^2$$

Усього перші втрати:

$$\sigma_{loc} = \sigma_6 + \sigma_1 = 1,11 + 2,76 = 3,87 \text{ kH / cm}^2$$

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

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{loc1} = 92 - 3,87 = 88,13 \text{ kH / cm}^2$$

Попереднє напруження в арматурі, що не напружується:

$$\sigma_{s1} = \sigma_6 = 1.11 \text{ kH} / \text{cm}^2; \quad \sigma'_{s1} = \sigma'_6 = 0.21 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням перших втрат:

$$P_1 = \sigma_{sp1} \cdot A_{SP} - \sigma_{s1} \cdot A_s - \sigma'_{s1} \cdot A'_s = 88.13 \cdot 6.28 - 1.11 \cdot 0.393 - 0.21 \cdot 1.458 = 553 \text{ kH}$$

Ексцентриситет зусилля попереднього обтиску відносно центра ваги зведеного перерізу:

$$e_{op1} = \frac{(\sigma_{sp1} \cdot A_{SP} \cdot y_{sp} - \sigma_{s1} \cdot A_s \cdot y_s - \sigma'_{s1} \cdot A'_s \cdot y'_s)}{P_1} = (88.13 \cdot 6.28 \cdot 26.7 - 1.11 \cdot 0.393 \cdot 27.7 - 0.21 \cdot 1.458 \cdot 13.45) / 553 = 26.7 \text{ cm}$$

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

$$\sigma_{ep1} = P_1 / A_{red} + P_1 \cdot e_{op1} \cdot y_0 / I_{red} = 553 / 1801 + 553 \cdot 26.7 \cdot 30.2 / 398482 = 1.43 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

$$\text{Так як } \frac{\sigma_{ep1}}{R_{ep}} = 1.43 / 2.45 = 0.584 < 0.95 \quad \text{нормативні вимоги щодо величини}$$

стискуючих напружень в бетоні в стадії попереднього напруження дотримано.

Другі втрати

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

$$\text{Так як } \frac{\sigma_{ep}}{R_{ep}} = 0.28 < 0.75 \quad \text{втрати від повзучості бетону :}$$

$$\sigma_9 = \frac{15 \cdot \sigma_{ep}}{R_{ep}} = 15 \cdot 0.677 / 2.45 = 4.13 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Втрати від повзучості бетону на рівні арматури A'_s

$$\sigma'_9 = \frac{15 \cdot \sigma'_{ep}}{R_{ep}} = 15 \cdot 0.127 / 2.45 = 0.78 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Усього другі втрати:

$$\sigma_{loc2} = \sigma_9 + \sigma_8 = 4 + 4.13 = 8.13 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_{loc} = 3.87 + 8.13 = 12 \text{ kH} / \text{cm}^2 > \sigma_{loc, \min} = 10 \text{ kH} / \text{cm}^2, \text{ тобто більше}$$

нормованого мінімального значення. Отже, величина втрат не збільшується.

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

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{loc} = 92 - 12 = 80 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

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

$$\sigma_s = \sigma_6 - \sigma_{loc2} = 1.11 + 8.13 = 9.24 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

$$\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9 = 0.21 + 4 + 0.78 = 4.99 \text{ kH} / \text{cm}^2$$

Зусилля від обтиску з урахуванням усіх втрат:

$$P_2 = \sigma_{sp2} \cdot A_{SP} - \sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s = 80 \cdot 6.28 - 9.24 \cdot 0.393 - 4.99 \cdot 1.458 = 491.5 \text{ kH}$$

$$e_{op2} = \frac{\text{Ексцентриситет} \quad \text{зусилля} \quad P_2}{\left(\sigma_{sp2} \cdot A_{SP} \cdot y_{sp} - \sigma_s \cdot A_s \cdot y_s - \sigma'_{s1} \cdot A'_s \cdot y'_s \right) / P_2} = (80 \cdot 6.28 \cdot 26.7 - 9.24 \cdot 0.393 \cdot 27.7 - 4.99 \cdot 1.458 \cdot 13.45) / 491.5 = 26.9 \text{ см}$$

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

$$\sigma_{ep1} = P_1 / A_{red} + (P_1 \cdot e_{op1} - M_C) / W_{red} = 553 / 1801 + (553 \cdot 26.7 - 9503) / 13195 = 0.706 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Для передаточної міцності бетону $R_{ep} = 24.5 \text{ МПа}$, за інтерполяцією табличних даних приймається $R_{ep,ser} = 18.15 \text{ МПа}$; $R_{stp,ser} = 1.58 \text{ МПа}$.

$$\varphi = 1.6 - \sigma_{ep1} / R_{ep,ser} = 1.6 - 0.706 / 1.58 = 1.15 > 1, \text{ приймається } \varphi = 1$$

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

$$r_{inf} = \varphi \cdot W_{red,sup} / A_{redr} = 1 \cdot 26925 / 1801 = 14.95 \text{ см}$$

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

$$M_{r,ser} = M_C - P_1(e_{op1} - r_{inf}) = 9503 - 553(26.7 - 14.95) = 3005 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Згинаючий момент, що здатний сприймати переріз під час утворення тріщин

$$M'_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl,sup} = 0.158 \cdot 40388 = 6381 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Так як $M_{r,ser} = 3005 \text{ кН} \cdot \text{см} < M'_{crc} = 6381 \text{ кН} \cdot \text{см}$ верхні початкові тріщини під час виготовлення панелі не утворюються.

Утворення нижніх тріщин в стадії експлуатації

Повне розподілене навантаження :

$$q_{ser} = p_s \cdot b_n = 3.67 \cdot 3 = 11.01 \text{ кН} / \text{м} = 0.1101 \text{ кН} / \text{см}$$

Розрахунковий момент від повного навантаження:

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l_0^2}{8} = \frac{0.1101 \cdot 1186^2}{8} = 19358 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Тривале навантаження:

$$q_{l,ser} = p_{ls} \cdot b_n = 2.91 \cdot 3 = 8.73 \text{ кН} / \text{м} = 0.0873 \text{ кН} / \text{см}$$

Розрахунковий момент від тривалого навантаження:

$$M_{l,ser} = \frac{q_{l,ser} \cdot l_0^2}{8} = \frac{0.0873 \cdot 1186^2}{8} = 15349 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Максимальні напруження в стиснутім бетоні

$$\varphi' = 1.6 - \sigma'_{ep2} / R_{b,ser} = 1.6 - 0.501 / 2.55 = 1.4 > 1$$

Приймається $\varphi' = 1$

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

$$r_{\text{sup}} = \varphi' \cdot W_{\text{red,inf}} / A_{\text{redr}} = 1 \cdot 13195 / 1801 = 7.33 \text{ см}$$

Ядровий момент зусилля обтиску:

$$M_{\text{ep}} = P_2 (e_{\text{op2}} + r_{\text{sup}}) = 491.5 (26.9 + 7.33) = 16824 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Момент тріщиноутворення:

$$M_{\text{crc}} = R_{\text{bt,ser}} \cdot W_{\text{pl,inf}} + M_{\text{ep}} = 0,195 \cdot 23091 + 16824 = 21327 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Так як

$$M_{\text{ser}} = 19358 \text{ кН} \cdot \text{см} < M_{\text{crc}} = 21327 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$M_{\text{l,ser}} = 15349 \text{ кН} \cdot \text{см} < M_{\text{crc}} = 21327 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

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

11. РОЗРАХУНОК ПРОГИНУ ПАНЕЛІ.

$$\mu = (A_{\text{sp}} + A_s) / b_m h_0 = (6.28 + 0.393) / 24 \cdot 41.5 = 0.0067$$

$$\mu \cdot \alpha_p = 0.0067 \cdot 5.51 = 0.037$$

$$\begin{aligned} \varphi_f &= [(b_c - b_m) h_f + \alpha_s \cdot A_s / 0.3] / b_m \cdot h_0 = \\ &= [(295 - 24) 2.5 + 4.93 \cdot 1.458 / 0.3] / 24 \cdot 41.5 = 0.7 \end{aligned}$$

$$\lambda_{\text{lim}} = 16.2$$

Так як

$$l_0 / h_0 = 1186 / 41.5 = 28.6 > 16.2$$

Необхідне розрахунок з визначення прогину панелі.

Гранично допустимий прогин становить

$$f_{\text{lim}} = l_0 / 250 = 1186 / 250 = 4.74 \text{ см}$$

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:

$$(1/r)_2 = 15349 \cdot 2 / 0.85 \cdot 3450 \cdot 398482 = 2.63 \cdot 10^{-5} 1 / \text{см}$$

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

$$(1/r)_3 = 491.5 \cdot 26.9 / 0.85 \cdot 3450 \cdot 398482 = 1.13 \cdot 10^{-5} 1 / \text{см}$$

$$\sigma_{\text{sb}} = 1.11 + 4 + 4,13 = 9.24 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\sigma'_{\text{sb}} = 0.21 + 4 + 0.78 = 4.99 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Відн

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

$$\varepsilon_b = 9.24 / 200000 = 4.62 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon'_b = 4.99 / 200000 = 2.5 \cdot 10^{-5}$$

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

$$(1/r)_4 = (4.62 - 2.5)10^{-5} / 41.5 = 0.05 \cdot 10^{-5} 1/см$$

Так як:

$$(1/r)_3 + (1/r)_4 = (1.13 + 0.05)10^{-5} = 1.18 \cdot 10^{-5} 1/см < \varphi_{b2} (1/r)_3 =$$

$$= 2 \cdot 1.13 \cdot 10^{-5} = 2.26 \cdot 10^{-5} 1/см$$

Тоді приймається $(1/r)_3 + (1/r)_4 = 2.26 \cdot 10^{-5} 1/см$

Повна кривизна посередині прольоту панелі:

$$(1/r)_{tot} = (1/r)_2 - ((1/r)_3 + (1/r)_4) = (2.63 - 2.26) \cdot 10^{-5} = 0.37 \cdot 10^{-5} 1/см$$

Прогин панелі:

$$f = 0.104 (1/r)_{tot} \cdot l_0^2 = 0.104 \cdot 0.37 \cdot 10^{-5} \cdot 1186^2 = 0.54 см < f_{lim} = 4.74 см,$$

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 $q_d = 0.0777 кН / см < q = 0.1233 кН / см$, то міцність та тріщиностійкість панелі в зоні дії додатних згинаючих моментів під час виготовлення, транспортування та монтажу забезпечені.

Розділ Організаційно технологічний
Специфікація збірних конструкцій

Таблица 1

№ п / п	Назва елементів	Марка елемент а	Кількість	Розміри, м.			Об'єм, м³		Маса, т	
				довжина	ширина	товщина	одного елемента	усіх	одного елемента	усіх
1	Колони крайнього ряду	2К108-6 1КД168	36 26	11 85 0	70 0 0	40 0 0	2,96 6,76	106,5 6 175,7 6	7,4 16,9	266,4 439,4
				18						
				15						
				0						
2	Колона середнього ряду	2КД168	21	18 15 0	19 00	60 0	10,1 4	212,9 4	25,4	533,4
3	Фахверкові колони	2КФ- 117-1 9КФ175- 1	2 28	11 70 0	40 0 60 0	30 0 40 0	1,4 3,8	2,8 533,4	3,51 9,51	7,02 266,28
				17						
				50						
				0						
4	Підкранова балка 6м	БКНВ6- 3С	56	5,9 5	0,6	1,0	1,66	92,96	4,2	235,2
5	Підкранова балка 12м	БКНВ6- 2С	36	11, 95	1,4	0,6 5	4,63	166,6 8	11,7	421,2
6	Підкровоквяна ферма 12м	ФП-12	12	12	3,4	0,5	3,75	45	9,4	112,8
7	Кроввяна балка 12м	1БДР12- 1	18	11, 96	0,2 4	1,3 9	1,9	136,8	4,7	84,6
8	Кроввяна ферма 18м	ФС18-18	52	18	0,2 5	2,4 5	3,11	161,7 2	7,8	405,6
9	Плити покриття 6м	ПНС- 1...4	35 2	5,9 7	2,9 6	0,3	1,07	428	2,3	920
10	Фундаментні балки 6м	ФБ6-41	54	5,0 5	0,2	0,3	0,27	14,58	0,7	37,8
11	Стінові панелі 6х1,2м	ПСЛ16	79 2	6	0,2 4	1,2	1,7	1346, 4	1,9	1504,8
12	Стійки воріт	СВ	12	3,6	0,4	0,4	0,57 6	6,91	1,44	17,28
13	Ригелі воріт	РВ	6	4,4	0,4	0,7	1,23 2	7,39	3,08	18,48
Взагалі:			15 03					3437, 9		5270, 26

2 Визначення обсягів монтажних робіт

За даними приведеними у завданні визначається об'єм робіт. Одержані дані записують у вигляді табл.2. Визначаючи об'єми будівельних робіт необхідно враховувати об'єми робіт, супроводжуючих монтаж: замонолічування колон в стакани фундаментів, замонолічування стиків фундаментних балок, електрозварювання стиків підкранових балок з колонами, електрозварювання стиків несучих і огорожуючих елементів покриття (ферм, плит), заливку швів стінових панелей або блоків. У відомості об'ємів робіт належить враховувати роботи по розвантаженню конструкцій, що постачають на будівельний майданчик. Обсяг зварних робіт орієнтовано можна прийняти за наступними показниками:

- стики однієї ферми з колонами 1,2-1,8 п.м. шва;
- стики підкранової балки з консолями колон 1,0-1,2 п.м. шва;
- стики однієї плити з верхніми поясами ферм або балок 0,1-0,25 п.м. шва;
- стики стінової панелі з колоною 0,2-0,3 п.м. шва;
- стики одного ригеля зі стійкою воріт 0,4-0,6 п.м. шва

Відомість розрахунку об'ємів робіт

№	Назва робіт	Од. вим.	Формула підрахунку	Обсяг
1	2	3	4	5
1	Розвантаж. та монтаж колон масою до 4т	шт./т	-	2/7,02
2	Розвантаж. та монтаж колон масою до 8т	шт./т	-	36/266,
3	Розвантаж. та монтаж колон масою до 10т	шт./т	-	4
4	Розвантаж. та монтаж колон масою до 20т	шт./т	-	28/266,
5	Розвантаж. та монтаж колон масою до 30т	шт./т	-	28
6	Заробка стиків колон з фундаментами	стик.	-	26/439,
7	Розвантаж. та монтаж підкран. балок масою до 5т	шт./т	-	4
8	Розвантаж. та монтаж підкран. балок масою до	шт./т	-	21/533,
9	13т	п.м	$n*1,2$	4
10	Електрозварювання стиків підкранових балок	шт./т	-	113
11	Розвантаж. та монтаж крокв. балок 12 м масою до	шт./т	-	56/235,
12	5т	шт./т	-	2
13	Розвантаж. та монтаж крокв. ферм 18 м масою до	п.м	$n*1,5$	36/421,
14	8т	т	-	2
15	Розвант. та монтаж підкрок. ферм 12 м масою до	шт.	-	110,4
16	10т	п.м	$n*0,2$	18/84,6
17	Електрозварювання ферм/балок з колонами	м	$L=(a+b)n+P/$	52/405,
18	Розвантаження плит покриття масою до 3т	т	2	6
19	Монтаж плит покриття 6×3 м	шт.	-	12/112,
20	Електрозварювання стиків плит покриття з	т	-	8
21	фермами	шт.	-	123
22	Заливка швів плит покриття	п.м	-	920
23	Розвантаження фундаментних балок масою до 1т	м	$n*0,2$	352
24	Монтаж фундаментних балок до 6 м	м	$L=(a+b)n+P$	70,4
25	Розвантаж. стінових панелей масою до 2т	т	$L =a*n+P$	3321
26	Монтаж стінових панелей площею до 10 м ²	т	-	37,8
27	Електрозварюван. стиків стінових панелей з	шт.	-	54
28	колон.	шт.	-	1504,8
29	Заробка зовнішніх стиків стінових панелей	п.м	-	792
	Заробка внутрішніх стиків стінових панелей	т	$n*0,6$	158,4
	Розвантаж. ригелів воріт масою до 4т		-	6008,4
	Розвантаж. стійок воріт масою до 1,5т			5058
	Монтаж стійок воріт			18,48
	Монтаж ригелів воріт			17,28
	Електрозварювання ригелів воріт			12
	Розвантаження з/б елементів			6
				3,6
				5270,26

Відомість витрат основних матеріалів, напівфабрикатів і виробів
Таблиця 3

№ п/п	Таблиця ДБН	Назва робіт	Вимірник	Кількість	Назва потрібних матеріалів	Одиниця виміру	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	7-5-4	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 4 т	100 шт.	0,02	колони бетон лісоматеріал металопрокат електроди	шт. м³ м³ т т	100 9,7 0,3 0,296 0,017	2 0,194 0,006 0,00592 0,00034
2.	7-5-13	Монтаж колон прямокутного перерізу до 8 т	100 шт.	0,36	колони бетон лісоматеріал металопрокат електроди	шт. м³ м³ т т	100 14,8 0,32 0,444 0,024	36 5,328 0,1152 0,15984 0,00864
3.	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу до 10 т	100 шт.	0,28	колони бетон лісоматеріал металопрокат електроди	шт. м³ м³ т т	100 17,2 0,32 0,444 0,026	28 4,816 0,0896 0,12432 0,00728
4.	7-6-9	Монтаж колон двохгілкових з базою більш 1,1 м, масою до 20т	100 шт.	0,26	колони прокат електроди лісоматер. бетон	шт. т т м³ м³	100 0,444 0,026 0,45 57,8	26 0,11544 0,00676 0,117 15,028
5.	7-6-10	Монтаж колон двохгілкових з базою більш 1,1 м, масою до 30т	100 шт.	0,21	колони прокат електроди лісоматер. бетон	шт. т т м³ м³	100 0,444 0,026 0,48 131	21 0,09324 0,00546 0,1008 27,51
6.	7-9-12	Монтаж підкранових балок масою до 5т	100 шт.	0,56	підкран. балки монт.вирорб и електроди	шт. т т	100 1,81 0,33	56 1,0136 0,1848
7.	7-9-14	Укладання підкранових балок масою до 11 т	100 шт.	0,36	підкр.балки вироби мон-ні електроди	шт. т т	100 3,72 0,35	36 1,3392 0,126
8.	7-12-5	Монтаж балок та ферм прольотом 12м	100 шт.	0,3	балки електроди	шт. т	100 0,1	30 0,03

9.	7-12-9	Монтаж кроквяних ферм прольотом 18м	100 шт.	0,52	ферми електроди монт.вироб и	шт. т т	100 0,16 2,52	52 0,0832 1,3104
10.	7-13-17	Монтаж плит покриття довжиною до 6м, площею до 20м ² , при масі кроквяних конструкцій до 15т	100 шт.	3,52	плити проволока руберойд електроди рогожа лісоматер. вироби монт. бетон розчин.	шт. т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,026 95,29 0,03 89,3 0,582 0,07 13 0,6	352 0,09152 335,420 8 0,1056 314,336 2,04864 0,2464 45,76 2,112
11.	7-1-15	Монтаж фундаментних балок масою до 1,5т	100 шт.	0,54	фундам. балки бетон розчин лісоматеріал и щити цвяхи	шт. м ³ м ³ м ³ м ² т	100 3,05 0,42 0,06 5,65 0,00276	54 1,647 0,2268 0,0324 3,051 0,00149 04
12.	7-16-1	Монтаж зовнішніх панелей стін довжиною до 7м, площею до 10м ²	100 шт.	7,92	панелі вироби монт. електроди	шт. т т	100 0,2 0,1	7892 1,584 0,792
13.	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей цементним розчином	100 м	60,08	розчин	м ³	0,84	50,4672

Зведена відомість потреб матеріалів, напівфабрикатів і конструкцій

Таблиця 4

№	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1.	Колони крайні	шт.	62
2.	Колони середні	шт.	21
3.	Колони фахверкові	шт.	30
4.	Підкранові балки, 6 м	шт.	56
	Підкранові балки, 12 м	шт.	36
5.	Балки та ферми 12 м	шт.	30
6.	Ферми 18 м	шт.	52
7.	Плити покриття	шт.	352
8.	Фундаментні балки до 6м	шт.	54
9.	Стінові панелі довжиною до 7м, площею до 10 м ²	шт.	792
10.	Стійки воріт	шт.	12
11.	Ригелі воріт	шт.	6
12.	Бетон	м ³	100,283
13.	Розчин	м ³	52,806
14.	Вироби монтажні	т	5,4836
15.	Електроди	т	1,32008
16.	Лісоматеріали	м ³	2,50964
17.	Щити	м ²	3,051
18.	Цвяхи	т	0,00149
19.	Рогожа	м ²	314,336
20.	Прокат	т	0,49876
21.	Проволока	т	0,09152
22.	Руберойд	м ²	335,421

4 Вибір монтажних механізмів

Вибір монтажних кранів ведеться в два етапи:

на першому етапі по факторам технічного порядку (розміри будівлі в плані і по висоті, вага, габарити та розташування збірних елементів в будівлі) визначають необхідні розміри в крана: монтажну висоту підіймання крюка, необхідний виліт стріли і монтажну вагу;

на другому етапі виконують остаточний вибір підбраного комплекту кранів на основі економічного порівняння і аналізу.

Потрібна висота підйому гака $H_r^{nom} = H_m + h_m + h_e + h_c$, де

H_m - висота монтажного горизонту від рівня стоянки крана (для колон, фундаментів та інших конструкцій, опорна плоскість яких влаштовується нижче рівня стоянки крана). Для сходових маршів та інших елементів, які мають нахил у

проектному положенні і опорні площини котрих знаходяться в двох рівнях слід враховувати у розрахунках вертикальну відмітку верхньої опори;

h_m - монтажний запас або підвищення нижньої площини підйомного елемента над монтажним горизонтом (0.7-1.0м);

h_e - висота елемента, що монтують, приймають за даними специфікації збірних залізобетонних елементів;

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

Потрібну вантажопідйомність крана визначають з формули:

$$Q^{nom} = q_e + q_c + q_{мп} + q_{пос}$$

$q_e, q_c, q_{мп}, q_{пос}$ - вага відповідно елемента; що монтують, стропів та захватних пристосувань; монтажних пристосувань (розчалок, підмостків кондукторів та ін.).

$$\text{Довжина стріли: } L_c = \frac{H_m - h_u + h_z + h_c + h_n + h_{ел}}{\sin \alpha}, \text{ де}$$

H_m - різниця між відмітками стоянки крана та монтуємої конструкції;

h_u - відстань від основи крана до осі п'яти стріли ($h_u=1,5$);

h_z - запас (не менше 1 метру);

h_c - висота самого елемента;

h_n - довжина поліспада крана (1,5-2,0 м);

$h_{ел}$ - висота елемента;

α - найбільший кут підймання стріли (можна прийняти 67-72°).

Потрібний виліт стріли $l_e^{nom} = L_c \cdot \cos \alpha + l_u$.

При монтажі конструкцій кранами обладнаними гусаком використовуємо наступні формули:

$$\text{Довжина стріли без гусака: } L_c = \sqrt{l_c^2 + (H - h_u)^2}$$

Потрібна проекція стріли на горизонталь:

$$l_c = \frac{\left(0 + \frac{\sigma_k}{2}\right)(H_c - h_u)}{h_n + h_c}$$

Потрібна довжина гусака

$$L_e^{nom} = \frac{l_{nl} / 2 + l_z}{\cos(\alpha - \beta)}, \text{ де}$$

l_z - зазор між торцем плити та поздовжньою віссю (ферми, балки, стіни) у проектному стані приймається 0,1-0,2 м;

α - найбільший кут підйому основної стріли з гусаком, приймається $\alpha = 75-80^\circ$;

β - кут між осями основної стріли і гусака, $\beta = 20-40^\circ$.

Виліт стріли з гусаком

$$l_c^z = L_c \cos \alpha + L_z \cos(\alpha - \beta) + l_{uz}$$

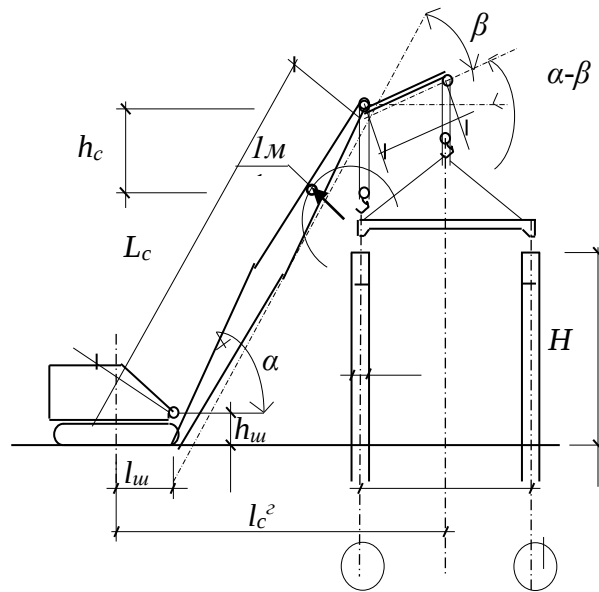


Схема визначення потрібних технічних параметрів стрілового крану обладнаного гусаком закріпленому на стрілі вище ніж висота будівлі
Для колон

$$H_M = 0 + 0,5 + 18,15 + 1,5 = 20,15 \text{ м}$$

$$L_c = (20,15 + 2 - 1,5) / \sin 70^\circ = 21,98 \text{ м}$$

$$l_v = L_c \cos 70^\circ + 1,5 = 9,02 \text{ м}$$

$$Q = 25,4 + 0,52 + 0,12 + 0,04 + 0,06 = 26,14 \text{ т}$$

Для підкранових балок

$$H_M = 11,85 + 0,5 + 1 + 2,8 = 16,15 \text{ м}$$

$$L_c = (13,05 - 1,5) / \sin 70^\circ + (0,5 + 1 + 2,8 + 1,5) / \sin 70^\circ = 22,45 \text{ м}$$

$$l_v = L_c \cos 70^\circ + 1,5 = 9,18 \text{ м}$$

$$Q = 11,7 + 0,94 = 12,64 \text{ т}$$

Для кроквяних ферм та балок

$$H_M = 0,5 + 16,8 + 1,39 + 2,8 = 21,49 \text{ м}$$

$$L_c = (16,8 - 1,5) / \sin 70^\circ + (0,5 + 1,39 + 2,8 + 1,5) / \sin 70^\circ = 25,91 \text{ м}$$

$$l_v = L_c \cos 70^\circ + 1,5 = 10,36 \text{ м}$$

$$Q = 7,8 + 1,75 = 9,55 \text{ т}$$

Для плит покриття

$$Q = 2,3 + 0,53 = 2,83 \text{ т};$$

$$H_M = 16,8 - 1,5 + 1,39 + 0,5 + 0,3 + 1,6 = 19,09 \text{ м};$$

$L_c = 25,91 \text{ м}$ приймаємо як для монтажу ферм

$$L_z = \frac{l_{nz} / 2 + l_z}{\cos(\alpha - \beta)} = \frac{6 / 2 + 0,1}{\cos(75^\circ - 30^\circ)} = 4,38 \text{ м}$$

α - найбільший кут нахилу основної стріли з гусаком, $\alpha = 80^\circ$,

β - кут між осями основної стріли і гусака, $\beta = 30^\circ$

Потрібний виліт гака:

$$l_{v.g.} = L_c \cos \alpha + L_z \cos(\alpha - \beta) + l_{uz} = 25,91 \cos 75^\circ + 4,38 \cos(75^\circ - 30^\circ) + 1,5 = 11,3 \text{ м}$$

Для стінових панелей

$$H_M = 19,2 + 0,5 + 1,2 + 2 = 22,9 \text{ м}$$

$$L = (19,2 - 1,5) / \sin 70^\circ + (0,5 + 1,2 + 2) / \sin 70^\circ = 24,9 \text{ м}$$

$$l_v = L \cos 70^\circ + 1,5 = 10,02 \text{ м}$$

$$Q = 1,9 + 0,01 = 1,91 \text{ т}$$

Для фундаментних балок

$$H_M = 0 + 0,5 + 0,3 + 2 = 2,8 \text{ м}$$

$$L = (0,5 - 1,5 + 0,3 + 2) / \sin 70^\circ = 1,38 \text{ м}$$

$$l_v = L \cos 70^\circ + 1,5 = 1,97 \text{ м}$$

$$Q = 0,7 + 0,01 = 0,71 \text{ т}$$

Табл. 6

Рекомендовані монтажні крани

Параметри Конструкції	H, м	Q, т	Lc(L _Г), м	L _В , м	Марка крану
Колони	20,15	26,14	21,98	9,02	СКГ – 50 (L _с =30м)
Підкранові балки	16,15	12,64	22,45	9,18	КС – 7361 (L _с =24м)
Кровляні ферми	24,49	9,55	25,91	10,36	СКГ – 50 (L _с =30м, L _Г =19м)
Плити покриття	19,09	2,83	25,91 (4,38)	11,3	КС – 7362 (L _с =25м, L _Г =15м)
Стінові панелі	22,9	1,91	24,9	10,02	Э-1258Б (L _с =28м)
Фундаментні балки	2,8	0,71	1,38	1,97	МКТ-6-45 (L _с =28м)

5 Калькуляція трудових витрат і заробітної плати.

Калькуляція заробітної плати і трудових витрат є основою виконання усіх техніко-економічних розрахунків, а також служить для складання календарного плану виконання робіт (що може відображатися у лінійному графіку, циклограмі, сітковій моделі).

Складаючи калькуляцію трудових витрат і заробітної плати потрібно якомога повніше охопити перелік робіт, які потрібно виконати на об'єкті, що будується. Наприклад, урахувати розвантаження конструкцій, зварювальні роботи, улаштування і розбирання монтажних та допоміжних засобів та інше.

Калькуляція трудових і грошових витрат складається за типовою формою прийнятої у будівельних організаціях на основі діючих ЕНПР. Калькуляція витрат складається з переліку та обсягу будівельних робіт; норм часу трудомісткості на здійснення цих робіт; з трудових та грошових витрат на здійснення плануючого обсягу робіт та конкретного числа виконавців плануючих робіт. Вона складається на весь об'єкт будівництва та враховує усі трудові та грошові витрати при виконанні робіт.

Калькуляція витрат на монтаж колон

Таблиця 7

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланк
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год	Розцінка, грн	Трудовістк. люд-год маш-год	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1—5	Розвантаження колон гусенич-ним краном з розкладанням масою до 4т масою до 8т масою до 10т масою до 20т та більш	100т	0,07 2,66 2,66 9,73	<u>4,6</u> 2,3 <u>3,4</u> 1,7 <u>3,2</u> 1,6 <u>2,6</u> 1,3	77,3 57,14 53,78 43,69	<u>0,32</u> 0,16 <u>9,04</u> 4,52 <u>8,51</u> 4,26 <u>25,3</u> 1,65	5,41 151,9 9 143,0 5 425,1 0	Такелажик 2р-2 Машина 6р-1
2	4—1—4	Установка колон стріловим краном у стака-ни фундаментів масою до 4т	шт.	2	<u>4,3</u> 0,86	83,45	<u>8,6</u> 1,72	166,9	Монтаж ик 6р-1, 4 3р-2, 2 Машина 6р-1
3	4—1—4	Теж масою до 8т	шт.	36	<u>6</u> 1,2	135,8 4	<u>216</u> 43,2	4890, 24	—"
4	4—1—4	Теж масою до 10т	шт.	28	<u>7</u> 1,4	116,4 4	<u>196</u> 39,2	3260, 32	—"
5	4—1—4	Теж масою до 20т	шт.	26	<u>11</u> 2,2	213,4 7	<u>286</u> 50,4	5550, 22	—"
6	4—1—4	Теж масою до 30т	шт.	21	<u>12</u> 2,4	232,8 7	<u>252</u> 38,4	4890, 27	—"
7	Е4-1-4 т.2 п. 2	Заробка стиків колон з фундаментами	1 стик	113	1,2	23,59	135,6	2665, 67	Монтаж ик 4р-1 3р-1

8	Е4-1-54 т.1 п.19	Приймання бет. суміші із кузова автосамоскиду до бадді	100 м ³	0,52	8,2	137,8	4,26	71,66	Бетон 2р-1
9	Е1-6 т.2	Подача бет. сум. до місця укла-дання краном	м ³	52,88	<u>0,29</u> 0,145	4,87	<u>15,34</u> 7,67	257,53	Такелажик 2р-2 Машина 6р-1

1152,71 22478,36

195,44

Норма часу на 1 елемент Нч=1152,71/113= 10,2 люд.-год.

Р=22478,36/113=198,92 грн.

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок Таблиця 9

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд.-год	Розцінка, грн	Трудомістк. люд.-год маш-гол	З/плата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-5 т.2 п.7	Розвантаж. підкранових балок краном масою до 5т масою до 13т	100т	2,35 4,21	<u>4,2</u> 2,1 <u>3</u> 1,5	70,58 50,42	<u>9,87</u> 4,94 <u>12,63</u> 6,32	165,86 212,27	Такелажик 2р-2 Машиніс 6р-1
2	Е4-1-6 т.2 п.3	Установка балок в проектне положення масою до 5т масою до 11т	1 еле м.	56 36	<u>6,5</u> 1,3 <u>7,5</u> 1,5	126,14 145,55	<u>364</u> 72,8 <u>270</u> 54	7063,84 5239,80	Монтажик 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 Машиніс 6р-1

684,1 13256,95

138,06

Н

орма часу на 1 елемент Нч=684,1/92=7,44 люд.-год.

Р=13256,95/92=144,1 грн.

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

Таблиця 10

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год	Розцінка, грн	Трудоємність, люд-год	З/плата маш-год	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-5 т.2	Розвантаження ферм та балок краном масою до 5т масою до 8т масою до 10т	100т	0,85 4,06 4,21	<u>4,2</u> 2,1 <u>3,4</u> 1,7 <u>3,2</u> 1,6	70,58 57,14 53,78	<u>3,57</u> 1,79 <u>13,8</u> 6,9 <u>13,47</u> 6,74	59,99 231,99 226,41	Такелажик 2р-2 Машин: 6р-1
2	Е4-1-6 т.4	Установка кроквяних конструкцій краном прогоном до 12м прогоном до 18м	1 ел.	30 52	<u>5</u> 1 <u>8</u> 1,6	104,2 166,72	<u>150</u> 30 <u>416</u> 83,2	3129,00 8669,44	Монтаж к 6р-1, 5р-14р-1, 3р-1, 2р Машин: 6р-1
3	Е22-1-3	Електрозварювання стиків ферм з колон,	10 м шву	12,3	2,5	52,10	30,75	640,83	Електрзварн. 4р-1
4	Е1-5, п.5	Розвант. плит краном масою до 3т	100т	9,2	<u>5,4</u> 2,7	90,75	<u>49,68</u> 24,84	834,90	Такелажик 2р-2 Машин: 6р-1
5	Е4-1-7 п.10	Монтаж плит покриття площею до 20 м ²	1 ел	352	<u>1,2</u> 0,3	22,15	<u>422,4</u> 105,6	7796,80	Монтаж 4р-1, 3р-2р-1 Машин: 6р-1
6	Е22-1-6	Електрозварюв. монтаж стиків плит покриття з фермами	10 м шву	7,04	2,5	52,10	17,6	366,78	Електрзварнр. 4р-1

1255,87 24680,54

327,67

Норма часу на 1 елемент $N_{ч}=1255,87/434=2,89$ люд.-год.

$P=24680,54/434=56,87$ грн.

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі Таблица 11

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год	Розцінка, грн	Трудоміст люд-год	З/плата маш-год	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-5 т.1 п.2	Розвантаження стінових панелей краном масою до 2т	100т	15,05	<u>7,2</u> 3,6	121,0 0	<u>108,36</u> 54,18	1821,05	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Е4-1-8 т.2 п.2	Установка стінових панелей краном площ. до 10м ² до 15м ²	1 елем.	792	<u>3</u> 0,75	58,97	<u>2376</u> 594	46704,2 4	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Е22-1-3	Електрозварювання стиків стінових панелей з колонами	10 м шву	15,84	2,5	52,10	39,6	825,26	Електрозвар. р. 4р-1
4	Е1-5 т.1 п.3	розвантаження фундаментних балок краном масою до 1т	100т	0,38	<u>12</u> 6,1	201,6 6	<u>4,56</u> 2,32	76,63	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
5	Е4-1-3 т 2 п 3	Установка фундамент. балок масою до 1,5т	1ел.	54	<u>1,1</u> 0,22	21,35	<u>59,4</u> 11,88	1152,90	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Маш6р-1
6	Е1-5	Розвантаження ригелів та стійок воріт до 1,5 т до 4 т	100т	0,17 0,18	<u>8,8</u> 4,4 <u>4,6</u> 2,3	147,8 8 77,30	<u>1,5</u> 0,75 <u>0,83</u> 0,41	25,14 13,91	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
7	Е4-1-6 т 2 п 5	Монтаж з/б ел-тів воріт до 1,5 т до 4 т	1 ел.	6 12	<u>2,4</u> 0,48 <u>1,4</u> 0,28	46,57 27,17	<u>14,4</u> 2,88 <u>16,8</u> 3,36	279,42 326,04	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1

2622

,35 51243,35

669,78

Норма часу на 1 елемент $N_{ч}=2622,35/864=3,04$ люд.-год.

$P=51243,35/864=59,31$ грн.

Калькуляція витрат на заробку стиків конструкцій огорожі

Таблиця 12

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Складан
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд.-год	Розцінка, грн	Трудоміст люд.-год	Зплата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е-4-1-28, п.2 і 3	Конопатка, зачеканка та розшивка швів між стіновими панелями ззовні цементним розчином з підвісної люльки	10м шва	600,84	2,7	56,27	1622,27	33809,27	Монти і 4р.
2	Е-4-1-28 п.5 і 6	Конопатка, чеканка та розшивка швів між стіновими панелями зсередини цементним розчином з підвісної люльки	10м шва	505,8	1,22	25,42	617,08	12857,44	Монти і 4р.

2239,35 46666,71

Норма часу на заробку 10 м шву

$N_{вр}=2239,35/1106,64=2,02$ люд.-год.

$P=46666,71/1106,64=42,17$ грн.

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

Таблиця 13

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланк
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу люд-год	Розцінка, грн	Трудомістк . люд-год	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Е4-1-54	Приймання бетону з кузову автосамос-киду у баддю	100м ³	0,46	8,2	137,80	3,77	63,39	Бетон к 2р-1
2	Е1-19 п.2	Подавання суміші	м ³	45,76	<u>2,5</u> 1,2	42,01	<u>114,4</u> 54,91	1922,38	Маши р-1 Бетон к 2р-
3	Е4-1-19	Заливка швів про-між плит покриття бетонн. розчином	100 м шва	33,21	4	78,63	132,84	2611,30	Монтаж: 4р-1 3р-1

251,01

4597,07

62,4

Норма часу на заливку 100 п.м. швів плит:

$N_q = 251,01 / 33,21 = 7,56$ люд.-год.

$P = 4597,07 / 33,21 = 138,42$ грн.

6 Техніко-економічний аналіз можливих варіантів монтажу

Собівартість механізованих робіт на об'єкті визначається за формулою

$$C_0 = 1,08 \sum C_{\text{м-зм.}} \cdot T_{\text{оч}} + 1,5 \sum Z_{\text{пл.}}$$

$C_{\text{м-зм.}}$ - собівартість експлуатації механізму;

$\sum Z_{\text{пл.}}$ - заробітна плата монтажників – підсумкова сума за калькуляцією,

1,08 і 1,5 – коефіцієнти загально будівельних накладних витрат.

$$C_{\text{м-зм.}} = \left(\frac{E}{T_{\text{оч}}} + A + C_{\text{т.е}} \right) \cdot 8 \text{ (визначене з ДБН Д.2.7-2000)}$$

E - одноразові витрати по доставці машини на будівельний майданчик, по монтажу і демонтажу машин, пробному пуску та на допоміжні пристрої (ДБН)

A - річні амортизаційні відрахування і витрати на утримання і ремонт машин

$T_{\text{оч}}$ - час роботи крана на кожному об'єкті, зм.

8 – експлуатаційні витрати за годину, які включають витрати на проведення усіх видів ремонту, окрім капітальних.

Для СКГ-50 $C_{\text{м-г}} = 62,48$ грн (202-1246)

Для Э-1258Б $C_{\text{м-г}} = 36,86$ грн (202-1244)

Для КС – 7361 $C_{\text{м-г}} = 57,71$ грн 202-1441)

Для КС-7362 $C_{м-г} = 57,71$ грн (202-1441)

Для МКТ-6-45 $C_{м-г} = 33,61$ грн (202-1438)

Визначаємо собівартість механізованих робіт на об'єкті для 1 та 2

варіантів:

Для 1 варіанту

$$C_o^1 = 1,08 \cdot (62,48 \cdot (195,44 + 138,06) + 62,48 \cdot 327,67 + 33,86 \cdot 669,78) + 1,5 \cdot 111659,$$

2=

$$= 237810,86 \text{ грн.}$$

Для 2 варіанту

$$C_o^2 = 1,08 \cdot (57,71 \cdot (195,44 + 138,06) + 57,71 \cdot 327,67 + 33,61 \cdot 669,78) + 1,5 \cdot$$

111659,2=

$$= 233509,87 \text{ грн.}$$

По результатам підрахунку приймаємо комплект 2 варіанту.

Питома собівартість робіт $C = C/V = 233509,87/3437,9 = 67,92$ грн./м³

Питома трудомісткість робіт $q = Q/V = 8205,39/3437,9 = 2,39$ люд.-год./м³

По результатам підрахунку приймаємо комплект 2 варіанту.

7 Вибір транспортних засобів

Для перевезення збірних залізобетонних конструкцій при монтажі будівлі та споруд використовується автомобільний транспорт.

Тип транспортних засобів приймаємо за справ очними даними. Вибрані транспортні засоби заносимо в таблицю.

Табл. 14

Вибір транспортних засобів

№	Транспортуєми й елемент	Маса, т	Розміри, мм			Вид транспорт.	Марка тягача	Вантажопід. т	Кільк.	Заг. маса, т
			L	B	H					
1.	Колони	25,4 16,9 9,51 7,4 3,51	18150 18150 17150 13050 12900	190 0 130 0 800 600 400	600 500 400 400	МАЗ - 504А	ПП- 12	25	1 1 2 3 7	25, 4 16, 9 19, 02 22, 24, 57
2.	Підкранові балки	4,2	5950	600	1000	МАЗ 504В	УПР- 1812	18	4	16, 8
3.	Балки та ферми 18 м 12 м 12 м	7,8 4,7 9,4	17940 11960 12000	250 240 500	2450 1390 3400	КрАЗ -258	2ПФ- 80	20	2 4 2	15, 6 18, 8 18, 8
4.	Плити покриття	2,3	5970	296 0	300	КРА 3- 258Е 1	ПЛ- 1724	16,5	2	16, 1
5.	Фундаментні балки	0,7	5050	150	450	ЗИЛ- 130Б 1	У-80	7,6	1 0	7
5.	Стінові панелі	1,9	6000	240	1200	МАЗ - 504Б В	НАМ И- 790Б	13	6	11, 4

Розділ 4

1. ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ТА ВИБІР МЕТОДІВ ВИКОНАННЯ РОБІТ

Будівля є **одноповерховою промисловою спорудою каркасного типу**, що включає **п'ять прольотів**: чотири з них з'єднані вздовж поздовжньої осі, один — торцевий.

Перший проліт має розміри: довжина $L_1 = 36$ м, ширина $B_1 = 90$ м, висота колон по оголовку $H_1 = 18$ м, крок колон $a_1 = 6$ м. Його обладнано мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1 = 30$ т.

Наступні чотири прольоти (L_2, L_3, L_4, L_5) мають довжину по **18 м** та ширину **72 м** (B_2-B_5), при цьому висота колон по оголовку $H_2-H_5 = 16,8$ м, а крок колон $a_2-a_5 = 12$ м. Передбачено крани вантажопідйомністю $Q_2-Q_5 = 50$ т, **30 т**, **30 т**, **50 т** відповідно.

Основні конструктивні елементи — це збірні залізобетонні вироби:

- колони крайніх і середніх рядів — фахверкові, суцільного прямокутного перерізу;
- підкранові балки — довжиною 6 і 12 м;
- кроквяні балки — 18 м;
- плити покриття — ребристі, $1,5 \times 12$ м та $1,5 \times 6$ м;
- фундаментні балки — по 6 та 12 м;
- стінові панелі — довжиною 6 і 12 м, висотою 1,2 м.

Металеві елементи включають ферми з прольотом **36 м**.

Об'єкт розбивається на **5 захваток** — за кількістю прольотів, з розподілом обсягів робіт.

Методи виконання робіт:

1. Земляні роботи

Розпочинаємо зі зрізання рослинного шару. Розробку ґрунту виконує гусеничний екскаватор **ЭО-4122** (зворотна лопата, ківш 0,5 м³) із частковим вивезенням у відвал. Завершуємо планування майданчика бульдозером **ДЗ-19** та ущільнення катком **ДУ-50**.

2. Фундаментні роботи

Заливання монолітних залізобетонних фундаментів здійснюється методом бетонування з **кран-баддею** за допомогою автокрана **КС-2561Е** (стріла 8 м). Також цей метод використовується для фундаментів під технологічне обладнання.

3. Монтажні роботи

Монтаж конструкцій проводиться гусеничними самохідними кранами.

- *Перший потік* — монтаж колон краном **СКГ-63А**
- *Другий* — встановлення підкранових балок (СКГ-63А)
- *Третій* — монтаж кроквяних балок, ферм, плит покриття (СКГ-50)
- *Четвертий* — встановлення стінових панелей (Э-125ВБ)

Монтаж здійснюється з попереднім розкладанням елементів поблизу місця установки. Збірка відбувається **вздовж прольотів будівлі методом вільного підйому**, окрім колон, які встановлюються методом **обертання “в просторі”**.

4. Інші роботи

Покрівлю монтуємо по захватках уздовж довгої сторони прольотів. Далі проводимо закладання віконних прорізів по периметру споруди. Фінішні опоряджувальні операції виконуються по захватках. **Олійне фарбування вікон та облицювання стін** виконується **згори вниз**, навколо периметра будівлі.

Таблиця 1.1. Специфікація збірних елементів

№ з/п	Назва елементів	Марка елемент а	Кількість,	Розміри, м.			Об'єм, м³		Маса, т	
				довжина	ширина	товщина	одного елемент	усіх	одного елемент	усіх
1	Колони крайнього ряду	1КД180 3КД120	34 16	1935 0 1335 0	13 00 13 00	60 0 50 0	8,72 4,57	296, 48 73,1 2	21, 6 11, 4	734,4 182,4
2	Колона середнього ряду	4КД120	24	1335 0	14 00	60 0	5,32	127, 68	13, 5	324
3	Фахверкові колони	9КФ175 -1 3КФ133 -1	10 16	1750 0 1330 0	60 0 40 0	40 0 40 0	3,8 1,4	38 22,4	9,5 1 5,3 2	95,1 85,12
4	Підкранова балка 12м	БКНБ6-2С	48	11,9 5	1,4	0,6 5	4,63	222, 24	11, 7	561,6
5	Підкранова балка 6м	БКНБ6-3С	30	5,95	0,6	1,0	1,66	49,8	4,2	126
6	Кроквяна балка 18м	БДР18-1	32	1796 0	16 40	32 0	3,4	108, 8	8,5	272
7	Кроквяна ферма 36м	-	17	3600 0	31 50	25 0	-	-	4,8	81,6
8	Плити покриття 12м	ПНП28 ...34	14 4	1196 0	45 0	29 60	2,48	357, 12	7	1008
9	Плити покриття 6м	ПНС10 ...13	36 0	5970	30 0	14 90	0,62	223, 2	1,4	504
10	Фундаментні балки 12м	ФБН-1-К	12	1020 0	40 0	30 0	1,11	13,3 2	2,8	33,6
11	Фундаментні балки 6м	ФБ6-12	36	5050	45 0	40 0	0,6	21,6	1,5	54
12	Стінові панелі 12x1,2м	ПСПВ 12-1...5	13 2	1200 0	12 00	30 0	3,4	448, 8	4,8	633,6
13	Стінові панелі 6x1,2м	ПС6-1...7	64 8	6	0,2 4	1,2	1,7	1101 ,6	1,9	1231, 2
14	Стійки воріт	СВ	12	3,6	0,4	0,4	0,57 6	6,91	1,4 4	17,28
15	Ригелі воріт	РВ	6	4,4	0,4	0,7	1,23 2	7,39	3,0 8	18,48
Взагалі:			15 77					3118 ,46		5962, 38

1. ВИЗНАЧЕННЯ ОБСЯГІВ РОБІТ

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

ВІДОМІСТЬ ОБСЯГІВ РОБІТ Таблиця 2.1.

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількості
1	2	3	4
1	Планування майданчика $(S \times 1,15) = (72 \times 72 + 36 \times 90) \times 1,15 = 8424 \times 1,15$	1000 м ²	9,69
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см $(S \times 0,15) = 7884 \times 0,15$	1000 м ³	1,26
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал $(V_k = S \times h - V_r) = 8424 \times 3,0 - 1870$	1000 м ³	23,4
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди $(V_r = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо} + S \times (0,1 + 0,02)) = 65 + 395 + 400 + 8424 \times 0,12$	1000 м ³	1,87
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) (кільк.фунд. $\times S_{ф} \times 0,1$) = $1,5 \times 1,5 \times 26 + 1,5 \times 1,8 \times 16 + 3,3 \times 2,4 \times 74 \times 0,1$	100 м ³	0,65
6	Бетонна підготовка під фундаменти (кільк.фунд. $\times S_{ф} \times 0,1$) = $1,5 \times 1,5 \times 2 + 2,7 \times 2,1 \times 18 + 3,3 \times 2,4 \times 95 \times 0,1$	100 м ³	0,65
7	Влаштування монолітних фундаментів ($V_{фк} = \Sigma \text{кільк.фунд.} \times V_{ф}$) = $= 26 \times 2,6 + 74 \times 4,42$	100 м ³	3,95
8	Влаштування фундаментів під обладнання ($V_{фо} = 80 \text{ м}^3 \times \text{кільк.прольотів}$) = 80×5	100 м ³	4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна $74 \times 17,1 + 26 \times 12,18$	100 м ²	15,82
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $74 \times 4,5 + 26 \times 1,44$	100 м ²	3,7
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. (V_k)	1000 м ³	23,4

12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці (V_k)	1000 м ³	23,4
13	Монтаж колон	шт.	100
14	Монтаж підкранових балок	шт.	78
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м ²	8424
16	Монтаж конструкції огорожі ($S_o=P \times h$)= $216 \times 12 + 180 \times 18 + 72 \times 6$	м ²	6264
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м ²	84,24
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м ²	84,24
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м ²	84,24
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м ²	84,24
21	Оздоблення покрівельною сталлю ($0,7 \times L$)= (216+252)×0,7	100 м ²	3,28
22	Фарбування стін з середини приміщень (S_o)	100 м ²	62,64
23	Фарбування фасадів (S_o)	100 м ²	62,64
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S_o)	100 м ²	18,79
25	Фарбування конструкцій покриття ($S \times 1,6$)	100 м ²	134,8
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м ²	84,24
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м ²	84,24
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м ²	84,24
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S_o)	100 м ²	18,79
30	Сантехнічні роботи ($V_{\text{буд.}} \times 0,03$)	3%	1160,85
31	Електротехнічні роботи ($V_{\text{буд.}} \times 0,03$)	3%	1160,85
32	Благоустрій території ($V_{\text{буд.}} \times 0,01$)	1%	386,92
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання ($V_{\text{буд.}} \times 0,1$)	10%	5804,25
35	Пусконаладжувальні роботи ($V_{\text{буд.}} \times 0,005$)	0,5%	193,48

5. РОЗРАХУНОК ПОКАЗНИКІВ СІТЬОВОГО ГРАФІКА

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

$$T_3 = 250 \text{ днів.}$$

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

$$K_{\text{щ}} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 428 / (428 + 574,5) = 0,427$$

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:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (250 / 428) = 0,416$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{z.m} = \frac{T_{z.m}}{T_{\text{дн}}} = (852 / 428) = 1,99$$

де $T_{z.m} = 1 \cdot 1 + 1,5 \cdot 2 + 2 \cdot 59 + 2 \cdot 14 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 19 + 2 \cdot 21 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 6,5 + 2 \cdot 17,5 + 2 \cdot 29 + 2 \cdot 34 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 17,5 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 45,5 + 2 \cdot 30 + 2 \cdot 20,5 + 2 \cdot 40 + 1 \cdot 2,5 + 2 \cdot 2,5 + 2 \cdot 3 = 852$ — загальна кількість змін;

$T_{\text{дн}} = 428$ (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{U_{\text{макс}}}{U_{\text{сер}}} = (82 / 27) = 3,04$$

де $U_{\text{макс}} = 72$ робітника — максимальна денна чисельність робітників;

$N = 1 \cdot 1 + 1,5 \cdot 2 + 12 \cdot 46,5 + 16 \cdot 6,5 + 32 \cdot 4 + 40 \cdot 2 + 32 \cdot 1 + 28 \cdot 2 + 12 \cdot 6 + 16 \cdot 4 + 8 \cdot 5,5 + 28 \cdot 1,5 + 14 \cdot 5,5 + 28 \cdot 2,5 + 34 \cdot 2 + 30 \cdot 1,5 + 20 \cdot 0,5 + 10 \cdot 7,5 + 20 \cdot 6 + 10 \cdot 12 + 50 \cdot 11 + 40 \cdot 14 + 52 \cdot 7 + 60 \cdot 3 + 20 \cdot 2 + 8 \cdot 0,5 + 18 \cdot 3 + 28 \cdot 9 + 20 \cdot 3 + 10 \cdot 9,5 + 30 \cdot 13,5 + 50 \cdot 7,5 + 82 \cdot 3 + 72 \cdot 6 + 52 \cdot 3 + 32 \cdot 28 + 10 \cdot 2 + 20 \cdot 5 = 6558$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$U_{\text{сер}} = N / T_3 = 6558 / 250 = 27$ (робітника) — середня чисельність робітників.

6. РОЗРАХУНОК КАЛЬКУЛЯЦІЙ

Таблиця 6.1 Калькуляція витрат на монтаж колон

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЧР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Складання
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.г од. маш.г од.	Розцінка, грн.	Труд-ть люд.г од. маш.г од.	Зарплата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 6т до 10т до 13т до 18т більш 20т	1-5	100 т	0,85 0,95 1,82 3,24 7,34	<u>3,8</u> 1,9 <u>3,2</u> 1,6 <u>3</u> 1,5 <u>2,8</u> 1,4 <u>2,6</u> 1,3	63,8 6 53,7 8 50,4 2 45,0 5 43,6 9	<u>3,23</u> 1,62 <u>3,04</u> 1,52 <u>5,46</u> 2,73 <u>9,07</u> 4,54 <u>19,08</u> 9,54	41,54 51,09 91,76 145,96 320,68	Таке жни 2р- Маш іст бр-
2	Установка стріловим краном у фундаменти колон прямокутного перетину: масою до 6т до 10т двохгілкових: масою: до 20т до 30т	4-1-4	шт.	16 10 40 34	<u>5,5</u> 1,1 <u>7</u> 1,4 <u>11</u> 2,2 <u>12</u> 2,4	106, 73 145, 55 213, 47 232, 87	<u>88</u> 17,6 <u>70</u> 14 <u>440</u> 88 <u>408</u> 81,6	1707,6 8 1455,5 0 8538,8 0 7917,5 8	Мон жни 5р- 4р- 3р- 2р- Маш іст бр-

3	Заробка стиків колон з фундам.: а) приймання бетонної суміші із кузова автосамоскиду до поворотної баді б) подача бетонної суміші до місця укладання стріловим краном в) заробка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4-1 -54	100 м³	0,65	8,2	137,80	5,33	89,57	Бето ик 2р-
		1-6	м³	65,05	<u>0,58</u> 0,29	9,74	<u>37,73</u> 18,86	633,59	Таке жни 2р-
		4-1 -25	1ст ик	100	1,2	23,59	120	2359,00	Мон жни 4р- 3р-

1208,94 23352,75

240,01

Норма часу на 1 елемент Нч=1208,94/100= 12,09 люд.-год.

Р=23352,75/100=233,53 грн.

Таблиця 6.2

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№	ЕНи Р	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год	Розцінка, грн	Трудомістк. люд-год маш-гол	З/плата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-5 т.2 п.7	Розвантаж. підкранови х балок краном масою до 5т масою до 13т	100т	1,26	<u>4,2</u> 2,1	70,58	<u>5,29</u> 2,65	88,93	Такелаж ик 2р-2 Машиніс 6р-1
				5,62	<u>3</u> 1,5	50,42	<u>16,86</u> 8,43	283,36	

2	Е4-1-6 т.2 п.3	Установка балок в проектне положення масою до 5т масою до 11т	1 еле м.	30 48	<u>6,5</u> 1,3 <u>7,5</u> 1,5	126,1 4 145,5 5	<u>195</u> 39 <u>360</u> 72	3784, 20 6986, 40	Монтаж ик 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 Машиніс 6р-1
3	Е22-1-6	Електрозварювання стиків підкранових балок з колонами	10 м шву	10,53	2,5	52,10	26,33	548,6 1	Електрозвар 4р-1

603,48 11691,5

122,08

Норма часу на 1 елемент $N_{ч}=603,48/78=7,74$ люд.-год.

$P=11691,5/78=149,89$ грн.

Таблиця 6.3

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Складанк
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год	Розцінка, грн	Трудоміст люд-год маш-гол	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-5 т.2	Розвантаження ферм та балок краном масою до 3т масою до 5т	100т	0,82 2,72	<u>5,4</u> 2,7 <u>4,2</u> 2,1	90,75 70,58	<u>4,43</u> 2,21 <u>11,42</u> 5,71	74,42 191,9 8	Такелаж к 2р-2 Машиніс 6р-1
2	Е5-1-3 т.2	Укрупнювача збірка сталевих ферм	1 ел.	17	<u>12,06</u> 2,02	266,4 8	<u>205,02</u> 34,34	4530, 16	Монтаж к 6р-1,5р-1,4р-2, 3р-1 Машиніс 6р-1

3	Е5-1-6 т.2	Установка сталевих ферм	1 ел.	17	<u>12,54</u> 4,2	269,3 0	<u>213,18</u> 71,4	4578, 10	Монтаж к 6р-1,4р- 3,3р-1 Машин. 6р-1
4	Е4-1-6 т.4	Установка кроквяних балок прогоном до 18м	1 ел.	32	<u>8</u> 1,6	166,7 2	<u>256</u> 51,2	5335, 04	Монтаж к 6р-1,5р- 14р-1, 3р-1, 2р Машин. 6р-1
5	Е22-1-3	Електрозвар ю-вання стиків ферм з колон,	10 м шву	4,9	2,5	52,10	12,25	255,2 9	Електрз н. 4р-1
6	Е1-5, п.5	Розвант. плит покриття краном масою до 1,5т до 7т	100т	5,04 10,08	<u>8,8</u> 4,4 <u>3,6</u> <u>1,8</u>	147,8 8 60,50	<u>44,35</u> 22,18 <u>36,29</u> 18,14	745,3 2 609,8 4	Такелаж к 2р-2 Машин. 6р-1
7	Е4-1-7 п.1	Монтаж плит покриття площею до 10 м ² площею до 36 м ²	1 ел	360 144	<u>1,2</u> 0,3 <u>1,9</u> <u>0,47</u>	22,15 35,07	<u>432</u> 108 <u>273,6</u> <u>67,68</u>	7974, 00 5050, 08	Монтаж к 4р-1, 3р 2р-1 Машин. 6р-1
8	Е22-1-6	Електрозвар . монтаж стиків плит покриття з фермами	10 м шву	12,6	2,5	52,10	31,5	656,4 6	Електрз р. 4р-1
9	Е5-1-2	Зняття монтажних гойдалок та дробин	шт. шт.	74 74	<u>0,37</u> 0,18 <u>0,62</u> 0,31	7,27 12,19	<u>27,38</u> 13,32 <u>45,88</u> 22,94	537,9 8 902,0 6	Монтаж к 4р-1 3р-1

1593,3 31440,73

417,12

Норма часу на 1 елемент $N_{ч}=1593,3/553= 2,88$ люд.-год.

$P=31440,73/553=56,85$ грн.

Таблиця 6.4 Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, год	Розцінка, грн	Трудоміст люд-год	З/плата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-5 т.1 п.2	Розвантаження стінових панелей краном масою до 2т до 3т	100т	12,31 6,34	<u>7,2</u> 3,6 <u>4,2</u> 2,1	121,00 70,58	<u>88,63</u> 44,32 <u>26,63</u> 13,31	1489,51 447,48	Такелажік 2р-2 Машиніс 6р-1
2	Е4-1-8 т.2 п.2	Установка сті-нових панелей краном площ. до 10м ² до 15м ²	1 еле м.	648 132	<u>3</u> 0,75 <u>4</u> 1	58,97 78,63	<u>1944</u> 486 <u>528</u> <u>132</u>	38212,56 10379,16	Монтажік 5р-1, 4р-1 3р-1, 2р-1 Машиніс 6р-1
3	Е22-1-3	Електрозварювання стиків стінових панелей з колонами	10 м шву	19,5	2,5	52,10	48,75	1015,95	Електрозвар. 4р-1
4	Е1-5 т.1 п.3	Розвантаження фундаментних балок краном масою до 1,5т до 3т	100т	0,54 0,34	<u>12</u> 6,1 <u>5,4</u> 2,7	201,66 90,75	<u>6,48</u> 3,29 <u>1,84</u> 0,92	108,90 30,86	Такелажік 2р-2 Машиніс 6р-1

5	E4-1-3 т 2 п 3	Установка фун- дамент. балок масою до 1,5т до 3т	1ел.	36 12	<u>1,1</u> 0,22 <u>1,9</u> <u>0,38</u>	21,3 5 39,6 0	<u>39,6</u> 7,92 <u>22,8</u> <u>11,4</u>	768,60 475,20	Монтаж ик 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніс 6р-1
6	E1-5	Розвантаже ння ригелів та стійок воріт до 1,5 т до 4 т	100т	0,17 0,18	<u>8,8</u> 4,4 <u>4,6</u> 2,3	147, 88 77,3 0	<u>1,5</u> 0,75 <u>0,83</u> 0,41	25,14 13,91	Такелаж ик 2р-2 Машиніс 6р-1
7	E4-1-6 т 2 п 5	Монтаж з/б ел-тів воріт до 1,5 т до 4 т	1 ел.	6 12	<u>2,4</u> 0,48 <u>1,4</u> 0,28	46,5 7 27,1 7	<u>14,4</u> 2,88 <u>16,8</u> 3,36	279,42 326,04	Монтаж ик 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніс 6р-1
8	E22-1-6	Електрозв арю-вання стиків елементів воріт	100 м шву	0,36	2,5	52,1 0	0,9	18,76	Електроз ар 4р-1

2741,16 53591,49 706,56

Норма часу на 1 елемент Нч=2741,16/846= 3,24 люд.-год.

Р=53591,49/846=63,35 грн.

Таблиця 6.5

Калькуляція витрат на заробку стиків конструкцій огорожі

№	ЕНи Р	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Скл лан
			Одини ця	Кількіс ть	Норма часу,	Розцін ка, грн	Трудом іст ноч	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	E-4-1-28, п.2 і 3	Конопатка, зачеканка та розшивка швів	10м шва	600, 84	2,7	56,2 7	1622,2 7	33809, 27	Монт и 4р-

2	Е-4-1-28 п.5 і 6	Конопатка, чеканка та розшивка швів між стіновими панелями зсередини цементним розчином з підвісної люльки	10м шва	505,8	1,22	25,42	617,08	12857,44	Монтаж і 4р.
---	------------------	--	---------	-------	------	-------	--------	----------	--------------

2239,35 46666,71

Норма часу на заробку 10 м шву

$N_{вр} = 2239,35 / 1106,64 = 2,02$ люд.-год.

$P = 46666,71 / 1106,64 = 42,17$ грн.

Таблиця 6.6

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу люд-год	Розцінка, грн	Трудовістк . люд-год	3/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Е4-1-54	Приймання бетону з кузова автосамос-киду у баддю	100м ³	0,46	8,2	137,80	3,77	63,39	Бетонні к 2р-1
2	Е1-19 п.2	Подавання суміші	м ³	45,76	$\frac{2,5}{1,2}$	42,01	$\frac{114,4}{54,91}$	1922,38	Машинні 3р-1 Бетонні к 2р-2
3	Е4-1-19	Заливка швів про-між плит покриття бетонн. розчином	100 м шва	33,21	4	78,63	132,84	2611,30	Монтаж н: 4р-1 3р-1

251,01 4597,07

62,4

Норма часу на заливку 100 п.м. швів плит:

$N_{ч} = 251,01 / 33,21 = 7,56$ люд.-год.

$P = 4597,07 / 33,21 = 138,42$ грн.

7. РОЗРАХУНОК ПОТРЕБИ В ТИМЧАСОВИХ АДМІНІСТРАТИВНИХ І САНІТРАНО-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 — 82 осіб.

Загальна чисельність працюючих на будівництві — $82 : 0,85 = 97$ особи.

Чисельність охорони та МОП — $97 \cdot 0,03 = 3$ особи.

Чисельність ІТП та службовців — $97 - 82 - 3 = 12$ осіб.

В першу зміну працюють $82 \cdot 0,70 = 58$ робітника, ІТП та службовців — $12 \cdot 0,80 = 10$ осіб, охорони та МОП — $3 \cdot 0,80 = 2$ особи.

Усього в першу зміну працює $58 + 10 + 2 = 70$ осіб. З них жінок $70 \cdot 0,3 = 21$ осіб;

чоловіків — $70 - 21 = 49$ осіб.

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

Таблиця 7.1

Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працюючих	Норма площі на одного працюючого, м ²	Розрахункова площа, м ²	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м ²	К б
1	2	3	4	5	6	7	
Адміністративні приміщення							
Контора виконроба	10	4	40	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	
Кабінет техніки безпеки	97	0,2	19,4	9×2,7×3,8	Контейнерна	25,6	
Охоронна будка	3	4	8	2×2	Неінвентарна	8	

Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна з лавами	82	0,6	49,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Душова з переддушовою	58	0,82	47,56	9×2,7×3,8	Контейнерна	68,4	3
Умивальна групова	58	0,06	3,48	Поеднується з гардеробною			
Туалети							
– чоловічі	49	0,07	3,43	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
– жіночі	21	0,14	2,94	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для просушки спецодягу	58	0,2	11,6	6×2,7×2,68	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	70	1	70	9×2,7×3,8	Контейнерна	91,2	4
Їдальня на 50 місць	70	1	70	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Пункт охорони здоров'я	70	0,05	3,5	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для обігріву працівників	70	0,1	7	3×2,7×3,9	Контейнерна	9,2	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	21	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	309,24	м ²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	123,88	м ²	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	70	люд. на зміну	12,5
Душ з переддушовою	58	люд. на зміну	25
Їдальня	70	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: $0,75 \cdot 309,24 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0145$ л/с;

улаштування рулонної покрівлі: $7,5 \cdot 123,88 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,058$ л/с;

загалом: $q_{\text{техн}} = 0,0725$ л/с.

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

$$q_{2, \text{госп}} = \frac{q_2 \cdot N_1 \cdot k_{2, \text{госп}}}{3600} = 12,5 \cdot 70 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,082 \text{ л/с};$$

$$q_{3, \text{дал}} = \frac{q_3 \cdot N_1 \cdot k_{2, \text{дал}}}{3600} = 12,5 \cdot 70 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,082 \text{ л/с};$$

$$q_{4, \text{душ}} = \frac{q_4 \cdot N_2}{60} = 25 \cdot 24 / (60 \cdot 45) = 0,222 \text{ л/с},$$

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

N_1 — кількість працюючих в найбільш завантаженому зміні;

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

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

t — тривалість роботи душевої установки (45 хвилин).

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

6.5 Загальні секундні витрати води:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{госп}} + q_{\text{дал}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 15,542 \text{ л/с}.$$

6.6 Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

Загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{15,542 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,88 \text{ мм}$$

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

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0725) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,52 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

На санітарно-побутові потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{госп}} + q_{\text{дал}} + q_{\text{душ}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,082 + 0,082 + 0,222) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,7}} = 17 \text{ мм}$$

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 :

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

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

P_c — силова потужність машини або установки, кВт,

P_m — потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

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

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

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

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

Таблиця 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-50	шт.	3	75	225	0,7
2. Монтажний кран МКТ-6-45	шт.	1	30	30	0,7
3. Люлька ЛЕ-100-300	шт.	1	1,6	1,6	0,15
4. Електричний фарбопульт СО-61	шт.	1	0,27	0,27	0,15
5. Зварювальний трансформатор ТД-30У2	шт.	2	17,5	35	0,35
6. Вібратор ИБ-47	шт.	2	1,2	2,4	0,15

Таблиця 9.2

Електричне освітлення внутрішнє

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

Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Одиниці вимірю- вання.	Загальна площа, м ² (довжина, м),	Освіт- лення, лк	Норма потужності на 1м ² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгенплану)	м ²	63200	2	0,4	25,28
Площа будівлі (монтажна зона)	м ²	6484	20	3	19,45
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					53,73

$$P=(1,1/0,75) \cdot ((225 \cdot 0,7+30 \cdot 0,7+1,6 \cdot 0,15+0,27 \cdot 0,15+35 \cdot 0,35+2,4 \cdot 0,15)+6,64 \cdot 0,8+52,97)=366,19 \text{ кВт}$$

Застосовуємо на будівельному майданчику трансформаторну підстанцію КТПН-72М-400, потужність якої 400 кВт, з трансформатором типу ТМ 400/6/10 вагою 2,18 т.

Для прийому та розподілення електроенергії по споживачам на будівельному майданчику приймаємо шафи розподільні серії СП-62 та СПУ-62.

Розрахунок кількості прожекторів на будівельному майданчику виконуємо за формулою:

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

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; $S = 63200$ м²;

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

$$n = 0,2 \cdot 2 \cdot 63200 / 500 = 50 \text{ шт.}$$

Встановлюємо по дві лампи на одній опорі.

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

$$n = 0,2 \cdot 20 \cdot 6484 / 500 = 52 \text{ шт.}, \text{ які встановлюють на 14 пересувних освітлювальних щоглах по 3-4 штук.}$$

10. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВИХ СКЛАДІВ

Таблиця 10.1

Відомість потреби на стадії монтажу в матеріалах, напівфабрикатах і виробих

№ з/п	Таблиця ДБН	Назва робіт	Вимірник	Кількість	Назва потрібних матеріалів	Одиниця виміру	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	7-5-12	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 6т	100 шт	0,16	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,377 0,022 0,3 13,8	16 0,0603 0,0035 0,048 2,208
2.	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100 шт	0,1	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,32 17,2	10 0,044 0,002 0,032 1,72
3.	7-6-8	Монтаж колон двогілкових масою до 15т	100 шт	0,4	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,45 82,6	40 0,177 0,010 0,18 33,04

4.	7-6-9	Монтаж колон двогількових масою до 30т	100 шт	0,34	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,48 82,6	34 0,1509 0,0088 0,163 28,08
5.	7-9-12	Укладання підкранових балок масою до 5т	100 шт.	0,30	-підкран. балки - монт.вироб и -електроди	шт. т т	100 1,81 0,33	30 0,543 0,099
6.	7-9-14	Укладання підкранових балок масою до 11 т	100 шт.	0,48	-підкр.балки -вироби мон- ні -електроди	шт. т т	100 3,72 0,35	48 1,785 0,168
7.	7-12-5	Укладання балок прогоном 18м	100 шт	0,32	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,15 2,52	32 0,048 0,806
8.	9-22-4	Монтаж сталевих ферм прогоном 36 м масою до 5 т	1 т	81,6	- сталіні констр -швелер №40 -електроди -лісоматер. - констр. елем. -грунтовка -розчинник -катанка -болти	т т т м ³ т т т т т т	1 0,0194 0,0004 0,00103 0,004 0,00031 0,00006 0,00003 0,00044	81,6 1,5830 0,0326 0,0840 8 0,326 0,0252 6 0,0048 6 0,0024 8 0,0359 4
9.	7-13-2	Монтаж плит покриття довжиною до 6м, площею до 10м ²	100 шт.	3,6	-плити -проволока -рубейд -електроди -рогожа -лісоматер. -вироби мон. -бетон -розчин.	шт. т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,0148 56,2 0,02 62,9 0,299 0,06 6,6 0,2	360 0,0532 202,3 0,072 226,4 1,076 0,216 23,76 0,72

1	2	3	4	5	6	7	8	9
10.	7-13-17	Монтаж плит покриття довжиною 12 м площею до 36 м ²	100 шт	1,44	-плити покр. -проволока -руберойд. -електроди -рогожа -лісомат. -монт. вироби -бетон -розчин	шт т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,04 79,26 0,03 95,6 0,83 0,13 19 0,6	144 0,0576 114,134 4 0,0432 137,664 1,1952 0,1872 27,36 0,864
11.	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м ²	100 шт	6,48	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	648 0,648 1,296
12.	7-16-5	Монтаж стінових панелей довжиною більше 7м, площею до 15м ²	100 шт.	1,32	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,08 1,4	132 0,1056 1,848
13.	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6м	100 шт	0,36	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	100 шт т т т м ³ м ² м ³ м ³	100 0,00276 0,001 0,00934 0,06 5,65 3,05 0,42	36 0,00096 36 0,00036 0,0036 24 0,0216 2,034 1,098 0,1512
14.	7-1-16	Монтаж фундаментних балок до 12м	100 шт	0,12	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	100 шт т т т м ³ м ² м ³ м ³	100 0,00558 0,001 0,00163 0,065 11,03 2,84 0,52	12 0,00066 96 0,00012 0,00019 56 0,00422 5 1,3236 0,3408 0,0624
15.	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100 мп.	110,6 6	-розчин	м ³	0,84	92,9544

Таблиця 10.2

Зведена відомість потреби в матеріалах, виробих і конструкціях

№	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1.	Колони крайні	шт.	50
2.	Колони середні	шт.	24
3.	Колони фахверкові	шт.	26
4.	Підкранові балки, 6 м	шт.	30
5.	Підкранові балки, 12 м	шт.	48
6.	Балки 18 м	шт.	32
7.	Ферми 36 м	шт.	17
8.	Плити покриття 6×1,5 м	шт.	360
9.	Плити покриття 12×3 м	шт.	144
10.	Фундаментні балки до 6 м	шт.	36
11.	Фундаментні балки до 12 м	шт.	12
12.	Стінові панелі довжиною до 7м, площею до 10 м ²	шт.	648
13.	Стінові панелі довжиною більш 7м, площею до 15 м ²	шт.	132
14.	Стійки воріт	шт.	12
15.	Ригелі воріт	шт.	6
16.	Бетон	м ³	117,6108
17.	Розчин	м ³	94,752
18.	Вироби монтажні	т	7,0086
19.	Електроди	т	0,547088
20.	Лісоматеріали	м ³	1,2418
21.	Щити	м ²	2,804673
22.	Цвяхи	т	3,3576
23.	Рогожа	м ²	316,4544
24.	Прокат	т	0,003558
25.	Проволока	т	0,001663
26.	Руберойд	м ²	364,104
27.	Болти	т	0,035904
28.	Грунтовка	т	0,025296
29.	Розчинник	т	0,004896

11. Опис будівельного генерального плану

Для монтажного етапу складено будівельний генеральний план, на якому відображено контури споруди з позначенням зони розміщення будівлі, робочої зони та небезпечної зони роботи крана. Монтажна зона, в межах якої можливе падіння конструкційних елементів під час їх установа та закріплення, розташовується в межах 5 м від зовнішнього контуру споруди (вказана зона актуальна для монтажу верхніх стінових панелей). На схемі організації будівництва (ОХС) вона позначається пунктиром, а в натурі — за допомогою попереджувальних написів і знаків. Монтажні роботи з використанням кранів у цій зоні виконуються відповідно до виданого наказу.

Робоча зона кожного монтажного крана визначається радіусом максимального вильоту його стріли й фіксується на характерних точках стоянки. Небезпечна зона — це простір, де ймовірно падіння вантажу з урахуванням траєкторії розсіювання. Її межа визначається за формулою:

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

де R_{max} — граничний виліт стріли, $0,5 \cdot l_{\text{max}}$ — половина довжини найбільшого вантажу, $l_{\text{бз}}$ — додатковий резерв, що становить $0,3 \cdot h + 1$ м при $h < 10$ м, або визначається за розміром установки для більшої висоти.

Для обслуговування майданчика передбачено внутрішньомайданчикові тимчасові дороги, що облаштовуються ще на стадії підготовки. Ширина односмугових доріг становить 3,5 м, двосмугових — 6 м. Радіус заокруглення на поворотах — 8–12 м, для великогабаритного транспорту — 18–30 м. Відстань до складу не менше 0,5 м, до огорожі — щонайменше 1,5 м. У цьому проекті дороги вздовж периметра виконуються з бетонних плит, інші — засипні. У місцях дії кранів і на потенційно небезпечних ділянках встановлюються знаки обмеження швидкості та попереджувальні таблички.

Матеріали й конструкції складуються на відведених тимчасових майданчиках.

Тимчасові побутові та адміністративні споруди розташовуються за межами небезпечної зони, неподалік в'їзду на майданчик, у формі житлового містечка. Відстань між зблокованими приміщеннями — не менше 1,5 м, між окремими групами таких споруд — понад 10 м. Відстань до дороги — мінімум 1,5 м.

Тимчасова електромережа зображена умовно: зазначено трансформаторні підстанції та розподільні шафи, радіус обслуговування яких — 25 м. На майданчику функціонують кабельні мережі освітлення та електроживлення. У системі електропостачання передбачено:

напруга 380 В — для електродвигунів і технологічного обладнання,

220 В — для освітлення.

Кабельні лінії прокладаються на глибині 0,8 м.

Система водопостачання виконана кільцевою схемою.

Пожежні гідранти встановлюються з інтервалом не більше 100 м, при цьому:

від дороги — не ближче ніж 1,5 м,

від будівлі — щонайменше 5 м.

Питні фонтанчики розміщують на відстані до 75 м від робочих зон і побутових приміщень.

12. Техніко-економічні показники будгенплану

У межах курсового проекту розраховано наступні показники:

Коефіцієнт за будови:

$$K_x = \frac{F_2}{F_1} = \frac{6484}{63200} \approx 0,103,$$

де F_1 — площа всієї території за генпланом, м²;
 F_2 — площа забудови об'єктів, що зводяться, м².

Коефіцієнт використання території:

$$K_{\text{вик}} = (F_2 + F_{\text{т.б.}}) / F_1 = (6484 + (607,5 + 7050)) / 63200 \approx 0,224,$$
де $F_{\text{т.б.}}$ — площа, яку займають тимчасові споруди, дороги та інженерні мережі.

Протяжність мереж і доріг:

• тимчасові дороги	—	1080	м
• мережа водопостачання	—	845	м
• мережа електропостачання	— 1870 м		

13. Розділ: Заходи з техніки безпеки та охорони праці

Безпека під час монтажу конструкцій.

Під час переміщення елементи конструкцій слід утримувати від крутіння й розтягування за допомогою гнучких розтяжок. Елементи, встановлені у проєктне положення, повинні бути надійно закріплені, щоб гарантувати їх геометричну стійкість. Тимчасові кріплення необхідно фіксувати до стійких опор, поза зоною руху будівельної техніки та транспорту.

Навісні драбини та інше монтажне обладнання встановлюється й закріплюється на конструкціях ще до їх підйому. Якщо висота драбини перевищує 5 м, вона має бути оснащена пристроями для кріплення страхувального фала, захищена металевими дугами та жорстко зафіксована. Монтажники мають працювати тільки на помостах або на вже зафіксованих елементах.

Після визначення порядку подачі сигналів між кранівником і монтажною бригадою, всі команди подає одна уповноважена особа (наприклад, бригадир, такелажник). Виключенням є сигнал «Стоп», який має право подати будь-який працівник у разі загрози. Якщо зона монтажу не проглядається з кабіни крана, необхідно забезпечити надійний зв'язок або залучити проміжних сигнальників.

Забороняється залишати вантажі на гаку під час перерв. Роботи з парусними елементами припиняють за швидкості вітру 10 м/с і більше.

До виконання висотних робіт допускаються особи 18+, які пройшли перевірку знань з охорони праці, медогляд, мають не менше одного року досвіду альпіністських робіт та розряд не нижче третього. Новоприйняті працівники проходять річну практику під наглядом досвідчених спеціалістів, призначених наказом керівництва.

Фарбування та нанесення захисту від корозії потрібно проводити до монтажу конструкцій. Після їх підйому допустима обробка лише стиків.

Безпека при електрозварювальних роботах.

Зварювальні роботи можуть виконувати тільки особи, яким виповнилося 18 років, які пройшли медичний огляд, професійну підготовку, підтвердили свої знання та отримали відповідне посвідчення після атестації. Зварювальники повинні мати групу допуску з електробезпеки не нижче другої.

Для робіт на висоті 5 м і більше допускаються зварювальники, які додатково мають стаж роботи у висотних умовах не менше року та кваліфікацію не нижче III розряду. Електрозварювальне обладнання повинно бути знеструмлене в неробочому стані, а конструкції, які зварюються, — заземлені.

Безпека при переміщенні та складуванні вантажів.

Стропування нестійких вантажів заборонено. Перед навантаженням бетонних конструкцій (панелей, блоків тощо) монтажні петлі слід очистити від залишків бетону. Такелаж повинен відповідати масі та формі вантажу, а довжина строп — забезпечувати кут між гілками не більше 90°, з урахуванням вантажопідйомності конструкції.

Перед підйомом вантажу машиніст крана повинен перевірити відповідність параметрів стріли та дозволеного навантаження фактичній масі вантажу.

Вантажі розміщують рівномірно, без порушення габаритів складування та загромождження проїздів. Усі матеріали зберігають на вирівняних основах з водовідведенням, при цьому заборонено складування на неущільнених насипах.

Рекомендовані способи зберігання:

стінові панелі — у касетах або пірамідах;

плити перекриття — штабелями до 2,5 м з прокладками;

колони та балки — штабелями до 2,0 м;

ферми — на металевих кондукторах;

дрібний металопрокат — на стелажах до 1,5 м.

На вантажно-розвантажувальних майданчиках відстань між авто має бути:

щонайменше 1,0 м — між машинами в колону;

щонайменше 1,5 м — між машинами, розташованими поруч.

При розташуванні поблизу споруди відстань до краю будівлі або вантажу — не менше 0,5 м; до штабеля — не менше 1,0 м.

Організація безпечної праці на будмайданчику.

Внутрішні дороги повинні бути оснащені дорожніми знаками відповідно до ПДР України. Максимальна швидкість транспорту:

10 км/год — на прямолінійних ділянках;

5 км/год — на поворотах або поблизу зон робіт.

Робочі місця, проходи, проїзди та приміщення в темну пору доби мають бути освітлені так, щоб не засліплювати працівників. Устаткування освітлення повинно бути безпечним і унеможливлувати ураження електрострумом. Роботи не дозволено виконувати в умовах недостатнього освітлення.

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 позacentрово-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.