

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

Факультет: Будівельний
Кафедра: Промислове, цивільне і міське будівництво
Спеціальність: 192 Будівництво та цивільна інженерія

Кирило ДЖУЛАЙ
(ім'я та прізвище дипломника)

Бакалавр групи _____

(домашня адреса)

ДОПУСКАЮ ДО ЗАХИСТУ

Зав. каф. промислового, цивільного і
міського будівництва
к. т. н., проф.

О.І. Валовой
20____.____.____

Проектування ливарно-формовочного цеху
(тема бакалаврської роботи)

Розрахунково-пояснювальна записка до бакалаврської роботи

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище дипломника)

Керівник

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

КОНСУЛЬТАНТИ:

- з архітектурно-будівельного
розділу –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

- з розрахунково-конструктивного
розділу –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

- з техніко-економічного
порівняння варіантів –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

- з технології та організації
будівництва –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

- з охорони праці та безпеки
життєдіяльності –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

Роботу закінчено _____ 20__ р.

КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет: Будівельний
Кафедра: Промислового, цивільного та міського будівництва
Спеціальність: 192 – Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедрою _____ Валовой О.І. _____

“ _____ ” _____ 20 _____ р.

ЗАВДАННЯ НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ (РОБОТУ) СТУДЕНТЦІ

Джулай Кирилу Віталійовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проектування ливарно-формовочного цеху

затверджена наказом по інституту від «31» березня 2025 р. № 185с

2. Термін здачі студентом закінченого проекту (роботи) «15» червня 2025 р. _____

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Район будівництва – м. Одеса. Призначення будівлі – інструментально-штампувальний цех. Будівля – 5-прольотна, 1-поверхова, прямокутної форми у плані, розмірами в осях 96 х 108 м, опалювальна, зі змішаним освітленням. Ширина прольотів: 24 м, 18 м, 30 м. Довжина прольотів – 96 м, 72 м. Конструктивна схема будівлі – рамний каркас. Колони – збірні залізобетонні. Фундаменти – збірні, стаканного типу, що влаштовуються під колони. Зовнішні стіни будівлі – збірні залізобетонні панелі, що навішуються на колони каркасу. Внутрішні стіни – цегляні, товщиною 120 та 250 мм. Покрівля – м'яка рулонна, з трьох шарів руберойду та із захисним шаром гравію. Підлога – цементно-бетонна у промисловому блоці, лінолеум та керамічна плитка – у побутовому.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що їх належить розробити) Архітектурно-будівельна частина: опис об'ємно-планувального та конструктивного рішення, опис генплану, теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій. Розрахунково-конструктивна частина: розрахунок та конструювання залізобетонної конструкції на вибір. Основи та фундаменти – прийняти умовно, виконати аналіз та підбір. Технологічна та організаційна частина: розробка технологічної карти на влаштування фундаментів; розробка будівельного генерального плану, розробка календарного плану виробництва робіт. Техніко-економічна частина: порівняння варіантів механізації за економічною ефективністю. Охорона праці.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) _____
Архітектурно-будівельна частина – 1-2 арк. (плани, розрізи, фасади, генплан, вузли).
Конструктивно-розрахункова частина – 1 арк. (схема розташування та рамування, вузли,
специфікації залізобетонних конструкцій). Технологія та організація будівництва – 2 арк.
(технологічна карта на монтажні роботи, будівельний генеральний план, календарний
план виробництва робіт).

6 Дата видачі завдання
20.05.2025 р.

Керівник проекту/роботи _____ О.А. Паливода
(підпис)

Завдання прийняв (ла) до виконання _____ К.В. Джулай
(підпис)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Пор. №	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Аналіз завдання, збір даних	20.05 – 21.05.25	
2	Архітектурно-будівельна частина	22.05 – 25.05.25	
3	Розрахунково-конструктивна частина	25.05 – 28.05.25	
4	Організаційно-технологічна частина	28.05 – 31.05.25	
5	Техніко-економічний розділ	01.06 – 03.06.25	
6	Охорона праці	03.06 – 04.06.25	
7	Висновки	04.06 -05.06.25	
8	Оформлення роботи	05.06 -07.06.25	
9	Проходження перевірки, отримання рецензії, відгуку, підготовка до захисту	05.06 -15.06.24	

Студент-дипломник _____
(підпис)

Керівник проекту _____
(підпис)

ЗМІСТ

1	АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	_____
1.1	Загальна характеристика будівлі, що проектується	_____
1.2	Опис технологічного процесу	_____
1.3	Опис генерального плану	_____
1.4	Об'ємно-планувальне рішення	_____
1.5	Конструктивне рішення будівлі та її елементів	_____
1.6	Розрахунок природного освітлення	_____
1.7	Теплотехнічний розрахунок	_____
2	РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	_____
2.1	Розрахунок плити 3х6 м	_____
2.2	Розрахунок безрозкісної ферми	_____
3	ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	_____
3.1	Визначення обсягів робіт з улаштування стовпчастих фундаментів	_____
3.2	Вибір методів виконання робіт та засобів механізації	_____
3.3	Технологія зведення монолітних стовпчастих фундаментів	_____
3.4	Заходи з техніки безпеки та охорони довкілля	_____
3.5	Контроль якості робіт	_____
4	ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	_____
4.1	Методи виконання робіт	_____
4.2	Визначення обсягів робіт	_____
4.3	Техніко-економічні показники календарного графіка	_____
4.4	Розрахунок потреби у тимчасових адміністративних і санітарно-побутових приміщень	_____
4.5	Розрахунок тимчасового водопостачання	_____
4.6	Розрахунок тимчасового електропостачання	_____
4.7	Розрахунок тимчасових складів	_____
4.8	Опис будгенплану	_____
4.9	ТЕП будгенплану	_____
4.10	Заходи з техніки безпеки та охорони праці	_____
	ВИСНОВКИ	_____
	СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	_____

Склад графічної частини:

Аркуші 1-3: Генплан, фасади; розрізи 1-1

Аркуш 4: Схема розміщення конструкцій; каркаси ферми Ф-1; специфікації; відомість витрат сталі

Аркуш 5: Схема руху кранів; схеми монтажу; календарний графік монтажних робіт; відомість потреби в механізмах; ТЕП

Аркуш 6: Будгенплан; календарні графіки; графік руху робітників; ТЕП

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

						КНУ.БР.192.25.185с.07.АР			
Зм.	Арк..	№ документа		Підпис	Дата				
Керівник		Паливода				Архітектурно-будівельний розділ	Літера	Аркуш	Аркушів
Консультант		Паливода							
Дипломник		Джулай					БІ-21		
Зав. каф.		Валовой							
Н. контроль		Паливода							

1.1 Загальна характеристика будівлі, що проектується

Назва будівлі – ливарно-формувальний цех

Конструктивний тип будівлі – будівля каркасна з залізобетонним каркасом.

Клас будівлі – II.

Ступінь довговічності – II

Ступінь вогнестійкості – II.

Географічний пункт будівництва – м. Одеса.

Кліматичний район по фізико-географічним характеристикам – II..

1.2 Опис технологічного процесу

Ливарне виробництво є основою розвитку промислового комплексу України.

На долю металевих деталей, які виготовляються литтям, зазвичай припадає 50-70 відсотків маси (в машинобудуванні цей показник може досягати 90 відсотків) і 20 відсотків вартості машин. Лиття є єдиним способом отримати складні за формою та розмірами заготовки з чорних і кольорових металів з високим коефіцієнтом використання матеріалу, який становить 75-98 відсотків. У період з 1985 по 1990 рік ливарники в Україні займали перше місце у світі за кількістю лиття металів на душу населення, виготовляючи від 6 до 6,5 мільйонів тонн відливок щорічно.

Ливарне виробництво — це спосіб виготовлення частин з розплавленого металу або інших матеріалів. Ці матеріали заливають у спеціальну форму, яка має порожнину, що відповідає формі частини. Існують одноразові та постійні форми. Одноразові форми роблять з особливої суміші, і їх використовують тільки один раз; постійні форми виготовляють з металу, і вони підходять для багаторазового використання. Процес лиття дозволяє створювати частини різних форм, розмірів і ваги, які можуть бути як готовими виробами, так і напівфабрикатами.

Лиття є одним з головних методів виготовлення напівфабрикатів у машинобудуванні, оскільки дає змогу отримати деталі практично будь-якої форми та ваги з потрібними фізичними і механічними властивостями. Цей метод часто є не лише простіший, але й більш вигідний у порівнянні з іншими способами виготовлення (литі деталі складають близько 50 % ваги машини, а витрати на них становлять 15 — 25 %).

1.3 Опис генерального плану

Для ремонтно-механічного цеху був створений основний план, який відповідає ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», а також санітарним та протипожежним вимогам, враховуючи технологічні зв'язки з іншими будівлями та спорудами.

При розробці головного плану територія була розділена на зони передзаводу та виробництва.

На території передзаводу передбачено місце для їдальні, адміністративну будівлю, тимчасову парковку для автомобілів та інші об'єкти.

На виробничій території, окрім запланованого цеху, знайдуться також склади для готової продукції, майстерні для ремонту та інше.

Вітри допоможуть добре провітрювати приміщення, а взимку — вивітрювати сніг з між ліхтарного простору.

Для внутрішньозаводського транспорту використовуються автомобілі.

Ширина доріг та проїздів становить 6 метрів (може доходити до 10.5 метрів), а радіус закруглень — 12 метрів.

Заплановано озеленення території. Дороги, майданчики та тротуари будуть покриті асфальтом. Навколо будівлі також передбачено асфальтове покриття шириною 1 метр.

Виконано роботи по озелененню ділянки, висаджені декоративні дерева, кущі, засіяні трави, створені квітники.

Важливі техніко-економічні показники за генеральним планом зібрані в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1

Техніко-економічні показники за генпланом

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
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	

1.4 Об'ємно-планувальне рішення

Будівля, яка зараз проектується, являє собою ремонтно-механічний цех і має розміри 108 на 72 метри.

Ця одноповерхова будівля має прямокутну форму в плані і складається з кількох прольотів, які йдуть в одному напрямку.

У будівлі заплановані ворота, а також двері для проходу працівників.

Кожен проліт обладнано мостовими кранами, потужність яких відповідає вимогам проекту; висота кранів залежить від типу колон.

У рядах «М» та «8» розташовані температурні шви між двома парними колонами.

Відстань між колонами в окремій залізобетонній будівлі становить 6 метрів. Відстань між крайніми і середніми колонами цієї залізобетонної конструкції складає також 6 метрів.

Крайні колони розташовані на відстані 250 мм від поздовжніх координатних осей. Середні колони розміщуються симетрично відносно координатних осей, а вісь проходить по центру поперечного перерізу колон.

Поперечні координатні осі також проходять через центр поперечного перерізу колон, за винятком місць біля крайок та біля деформаційних швів, де вісь колони зміщена всередину на 500 міліметрів.

Основні техніко-економічні показники цієї будівлі зібрані в таблиці 1.2.

Таблиця 1.2

Техніко-економічні показники будівлі

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
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	

1.5 Конструктивне рішення будівлі та її елементів

Будівля має каркасну конструкцію з повним каркасом. Стабільність будівлі в поперечному напрямі забезпечується поперечною рамою, яка

створюється шляхом монолітного з'єднання колон з фундаментами та надійним зварюванням ферм (балок) до колон.

У поздовжньому напрямі стабільність підтримується фундаментними балками, підкрановими балками, зв'язками та диском плит, які приварені до несучих елементів покриття.

1.5.1 Колони

Вибір колон виконується згідно з параметрами, зазначеними в проекті.

Конструкція збірних залізобетонних колон залежить від планування промислової будівлі і типу підйомного устаткування з певною вантажопідйомністю.

За конструкцією колони діляться на одно- і двогілкові, а за місцем розташування в будівлі - на крайні, середні та фахверкові, які можуть бути розташовані в бічних або задніх стінах.

Розміри колони вибираються з урахуванням таких умов: місце в будівлі, висота будівлі, розмір прольотів, відстань між колон і вантажопідйомність кранів.

У одноповерхових будівлях для створення бічних і задніх фахверків використовуються збірні залізобетонні колони.

Фахверкові колони розміщують біля бокових стін і між основними колонками в довгих стінах, коли відстань між крайніми колонками становить 12 м, а довжина стінових панелей - 6 м.

Ці колони служать для підтримки стінового покриття і частково несуть вагу стін та навантаження від вітру.

Фахверкові колони можуть бути виготовлені з залізобетону або сталі.

Збірні залізобетонні колони фахверка виконуються у вигляді цільних квадратів розмірами 400 x 400 мм.

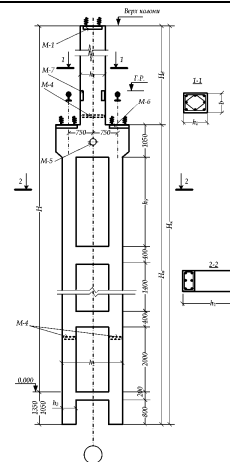
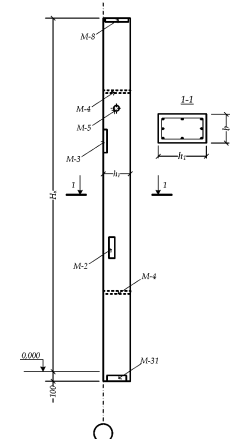
Довжина колон розраховується для використання в будівлях.

На основі вихідних даних вибираємо збірні залізобетонні колони (див. табл. 1.3).

Таблиця 1.3

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							
ЗК132-6		6	30	14250	3100	10150	600 x 400
Фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі							
ЗКФ133-1		6	30	13300			400 x 400
Колони крайнього ряду залізобетонної будівлі							
ЗКД144		6	30	15570	4920	10650	1400 x 500

Продовження табл. 1.3							
1	2	3	4	5	6	7	8
Колони середнього ряду залізобетонної будівлі							
ЗКД144		6	30	15570	4920	10650	1900 x 600
Фахверкові колони залізобетонної будівлі							
ЗКФ145-1		6	30	14500			400 x 400

1.5.2 Фундаменти

Підколонник стаканного типу призначений для збірних залізобетонних колон і має одну, дві або три плити (табл. 1.4).

Конструкція стовпчастого фундаменту для залізобетонної колони залежить від того, як забезпечити надійне з'єднання колони з фундаментом, що досягається закріпленням нижнього кінця колони в особливому стакані фундаменту.

Щоб зменшити загальну кількість різних розмірів, стандартизовано розміри підколонника і фундаменту (розміри в плані кратні 300 мм) та позначення для верхньої частини стакану (-0,150 м). Розміри стакану на 150 мм зверху й на 100 мм знизу перевищують розмір колони.

Розміри підколонника плануються відповідно до прийнятих розмірів перетину колони. Вартості підосви і кількість уступів визначаються згідно з вантажопідйомністю кранів. Для фундаментів під колони, які розташовані в середньому ряду, розміри підосви приймаються в 1,5-2 рази більшими, ніж для колон крайніх рядів.

Фундаменти під фахверкові колони можуть бути з одним уступом, з розмірами підколонника 0,9 х 0,9 м. Фундаменти під сусідніми колонами на місцях, де встановлюються поздовжні і поперечні температурні шви, виконуються спільно незалежно від кількості колон у вузлі. Розміри підосви для цих фундаментів визначаються за сумою розмірів підосви кожної колони з урахуванням вставки між осями колон, дотримуючись кратності розмірів підосви 300 мм. Якщо шов осадочний, то для кожної колони виготовляється свій окремий фундамент.

Прив'язка фундаментів до координатних осей визначається прив'язкою колон. Важливо пам'ятати, що більший розмір підколонника та підосви фундаменту спрямований в поперечному напрямку, а менший – в поздовжньому напрямку.

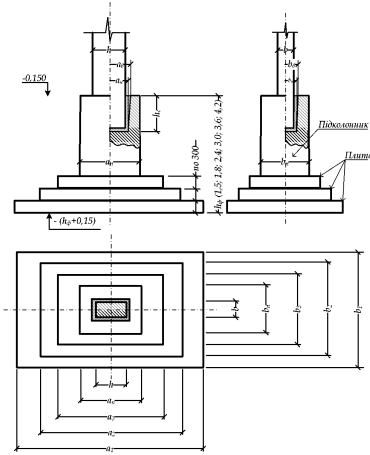
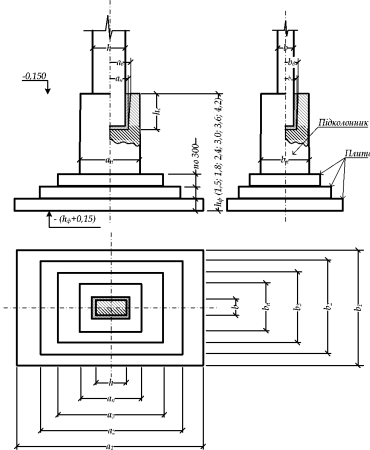
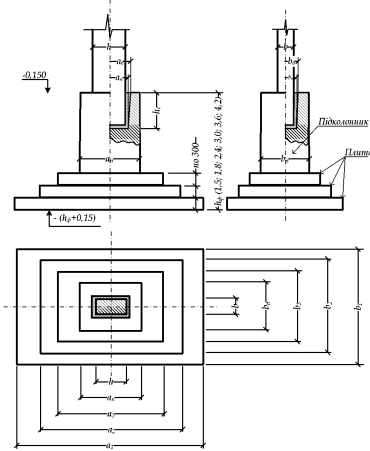
Глибина закладення фундаментів, з огляду на навантаження від проекрованої будівлі та в умовах нормальних ґрунтів і кліматичних умов, становить -2.550 м. Колони закріплюються у фундаменті бетоном з дрібним заповнювачем.

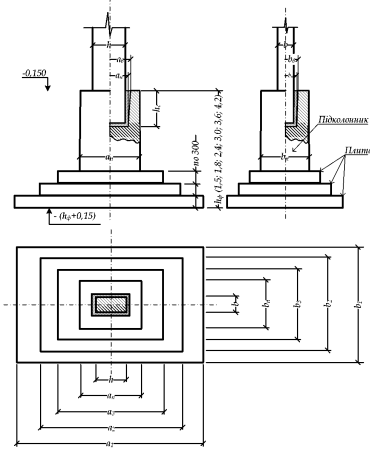
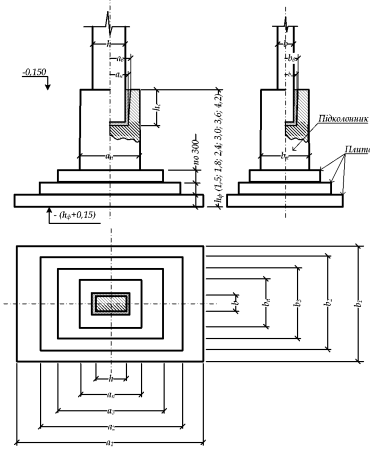
Для стін запроектовано фундаментні балки, які спираються на бетонні стовпчики, розташовані на верхній ступінь фундаменту. По краю фундаменту призначено набетонку на товщину стіни до відмітки 0,030 м. У місцях для встановлення воріт фундаментні балки не пристосовуються, натомість робиться монолітний бетонний фундамент товщиною 500 мм та довжиною 6 м, куди закладені анкерні болти для кріплення рам воріт. На верху фундаментних балок укладається гідроізоляція з одного шару цементного розчину завтовшки 30 мм у співвідношенні 1:2.

Таблиця 4

Збірні фундаменти стаканного типу

Марка фундаменту	Ескіз	Переріз колони, мм	Розміри стакану і підколонника, мм	Розміри сходин, мм	Висота сідця фундаменту, мм
1	2	3	4	5	6

під колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі					
ФБ 19-24		600 x 400	1500 x 1500 1200 x 1200	2100 x 1800 2700 x 1800	300
під фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі					
ФА 1-6		400 x 400	1200 x 1200 900 x 900	1500 x 1500	300
Продовження табл. 4					
1	2	3	4	5	6
під колони крайнього ряду залізобетонної будівлі					
ФД 51-55		1400 x 500	2400 x 1500 2100 x 1200	3000 x 2100 3600 x 2100 4200 x 2700	300

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

1.5.3 Фундаментні балки

Для підтримки фундаментних балок встановлюють бетонні колонки, які мають площу поперечного перерізу 0,3 на 0,6 метри. Верх цих колонок розташовується на рівні -0,45 метра, якщо висота фундаментних балок становить 0,4 метра та крок між колонками 6 метрів.

Рівень верхньої частини фундаментної балки зафіксовано на 30 мм нижче чистої підлоги (рівень -0,03 метра). Щоб запобігти деформаціям балок через просадку ґрунту, під ними або з боків укладають підсіпку з шлаку або крупнозернистого піску.

Для утеплення робочої зони вздовж стіни ширина теплоізоляційної підсіпки в опалювальних приміщеннях може бути від 1 до 2 метрів.

Уздовж фундаментних балок на поверхні ґрунту створюють асфальтове покриття шириною 1 метр з ухилом у бік будівлі від 3 до 5 відсотків.

Довжина фундаментної балки варіюється в залежності від її розташування всередині будівлі (кутові, рядові, близько температурних швів), від кроку колон та від розмірів підколонника в плані (таблиця 1.5).

Таблиця 1.5

Збірні фундаментні балки

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

1.5.4 Кроквяні та підкроквяні конструкції

На опорах стоять несучі частини покриття, це кроквяні ферми - сегментні, безрозкісні, з паралельними поясами та полігональні прольоти 18, 24 метри, балки з паралельними поясами, двосхилі, гратчасті прольоти 12, 18 метрів (таблиця 6). Вони підкріплюються накладними сталевими листами, які зварені до закладних частин ферм і анкерними болтами колон.

Після того як ферму і балки будуть встановлені у правильному положенні, всі елементи обв'язують.

При розташуванні крайніх колон 6 метрів, а середніх колон 12 метрів, спочатку на середні колони встановлюють підкроквяні ферми або балки. Ці підкроквяні конструкції з'єднуються з колоннами шляхом зварювання закладних деталей стельовим швом.

Таблиця 1.6

Збірні кроквяні та підкроквяні конструкції

Марка конструкції	Ескіз	L, м	Крок, м	Розміри, мм
1	2	3	4	5
кроквяна конструкція окремої залізобетонної будівлі				
ФПП 6-30		30	6	18000 x 2700

кроквяні конструкції залізобетонної будівлі				
ФБ 6-18		18	6	18000 x 2700
ФБ 6-24		24	6	24000 x 2700

1.5.5 Підкранові балки

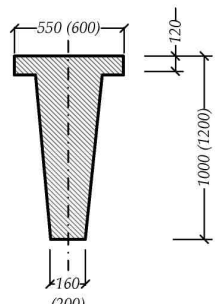
У дипломній роботі планується використання опорних мостових кранів з вантажопідйомністю від 10 до 50 тон (таблиця 1.7). Підкранові балки, на яких розташовані рейки, утворюють шлях для руху кранів. Вони надійно з'єднуються з колонами, що додає додаткову жорсткість до конструкції будівлі.

Залізобетонні підкранові балки використовуються в одноповерхових промислових спорудах при відстані між колонами 6 і 12 метрів, а також з вантажопідйомністю крана до 50 тонн. Для легшого виготовлення та монтажу вони виготовляються розрізними. Ці балки мають тавровий поперечний розріз, а їх висота для типових балок на проліт 6 метрів – 800 і 1000 мм, а на 12 метрів – 1400 мм. У залежності від їх розташування в будівлі, підкранові балки можуть бути торцевими – біля торцевих стін, рядовими або температурними – поряд з температурними швами. Вони різняться наявністю і оформленням деталей для кріплення до колон.

Після установки та вирівнювання підкранових балок їх фіксують до колон; знизу на болтах і зварюванні, а зверху – приварюючи вертикально встановлений лист до закладних деталей у колоні та балці. На верху підкранових балок укладають кранівські рейки і закріплюють їх лапками – притисками 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

1.5.6 В'язі

На формування вертикальних зв'язків системи впливають: висота будівлі, наявність або відсутність мостових кранів у будівлі, а також вибір покриття (висота балок або опорної стійки ферм).

У будівлях з мостовими кранами вертикальні зв'язки по колонкам розташовуються нижче підкранових балок на одному (рекомендується середньому) кроці колон для кожного температурного відсіку. Тут підкранові балки виконують роль розпірок для вертикальних зв'язків. Якщо через технологічні вимоги неможливо розмістити вертикальні зв'язки в середньому кроці колон, їх можна перемістити в сусідній крок.

Якщо є підкроквяні ферми, вони виконують роль розпірок по колонках, і спеціальні елементи розпірок не встановлюються.

Окрім згаданих вертикальних зв'язків по колонках, також передбачені вертикальні зв'язки по ліхтарях і підвісним крановим шляхам.

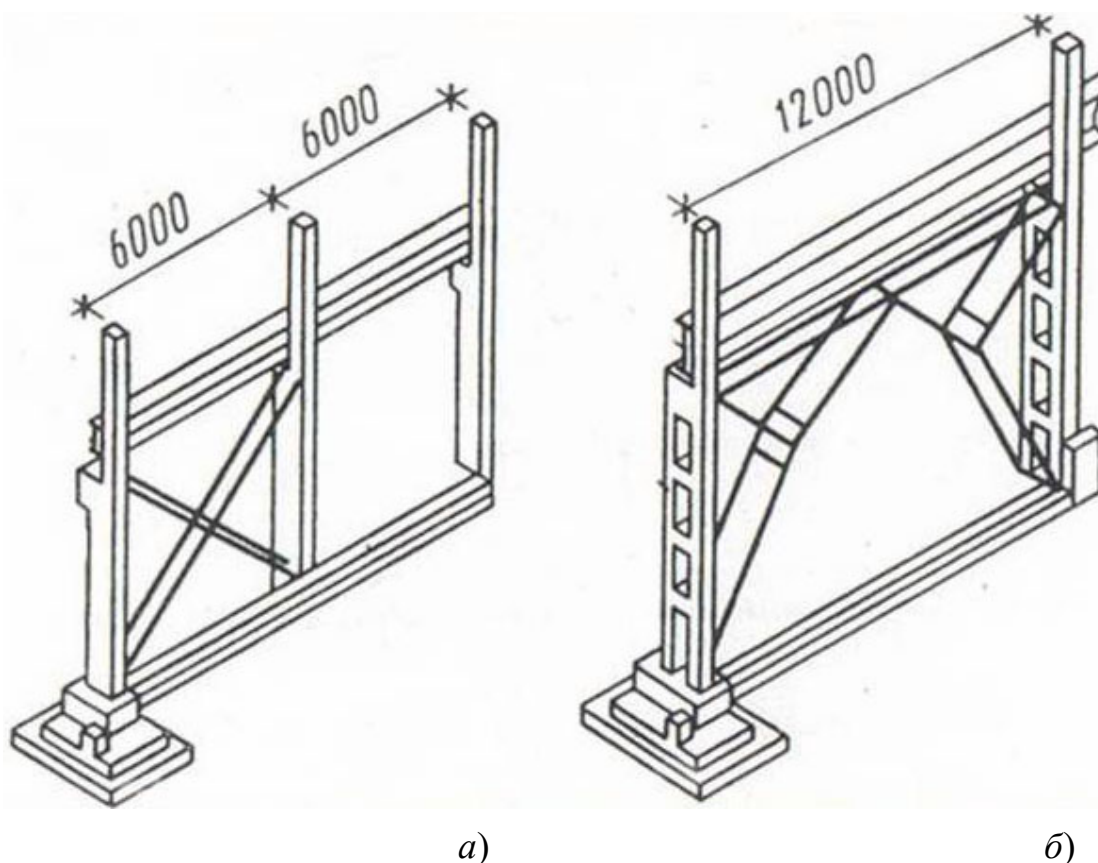


Рисунок 1.1 – В’язі: *а*) – при кроці колон 6 м; *б*) – при кроці колон 12 м.

1.5.7 Плити покриття

Залізобетонні плити, які є основою для даху, встановлюються на поперечних кроквяних рамах. Коли кроквяні конструкції мають відстань 6 метрів, використовуються плити розміром 3 на 6 метрів і 1,5 на 6 метрів, а при відстані 12 метрів – 12 на 6 метрів і 1,5 на 12 метрів.

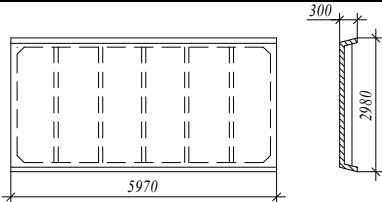
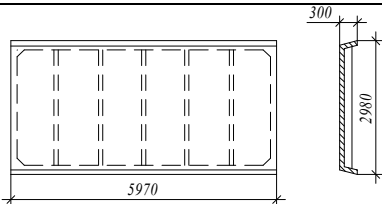
Переважно використовують плити шириною 3 метри, оскільки це відповідає відстані між вузлами кроквяних рам. Плити шириною 1,5 метри зазвичай застосовують у розжолобках, коли плити шириною 3 метри не можуть витримати навантаження від снігових відкладень.

Всі плити мають спеціальні деталі на кінцях несучих ребер, які зварюються до деталей ферм.

Між плитами шви заповнюються цементним розчином марки М100. На кінцях будівель і в місцях температурних швів деталі плит для кріплення відсунуті на 500 міліметрів.

Таблиця 1.7

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

1.5.8 Стінове огороження

Стіни з панелями використовуються для огороження як опалювальних, так і неопалювальних будівель, незалежно від матеріалів і конструкції каркаса, за умови кроку колон 6 та 12 метрів. Зазвичай висота панелей становить 1,2 або 1,8 метра, а їх довжина – 6 або 12 метрів. Зазвичай нижня частина найвищої панелі з'єднується з рівнем підлоги будівлі. Для монтажу та конструкційних особливостей рекомендовано встановлювати верхній ряд панелей на 0,6 метра нижче ферм, а також верхній ряд панелей – на 0,3 метра нижче верхнього пояса ферм.

Якщо каркас залізобетонний, доцільно обирати легкі бетонні самонесучі панелі. Висота основних стінових панелей, відповідно до уніфікації, має відповідати модулю 300 мм, тому їх висота зазвичай складає 1,2 або 1,8 метра. Підкарнизні та парапетні панелі мають висоту 0,9 або 1,5 метра. Цокольна панель зазвичай має висоту 1,2 метра, але може бути і вищою, якщо це потрібно технічно. У кутах будівель, де основні колони каркаса зміщені від поперечної координатної осі на 500 мм, використовують поздовжні панелі або панелі з вставками.

У торцевих стінах будівель панелі кріпляться до фахверкових колон.

Товщина горизонтальних швів між стіновими панелями становить 15 мм, а вертикальних – від 20 до 30 мм, залежно від довжини панелей (6 або 12 м). Через температурні і усадочні деформації товщина швів може зрідка змінюватися, тому матеріал для їх заповнення повинен бути еластичним, гнучким, водонепроникним і стійким до атмосферних впливів. Для надійної герметизації швів використовують пружні синтетичні прокладки з пористого ізоляційного матеріалу чи герніту, а також водостійкі мастики.

Стіни запроектовані як самонесучі з панелей з одношарових конструкцій (таблиця 1.8) товщиною 300 мм, які з'єднуються з колоннами за допомогою двох кутиків розміру 125 х 16 мм, довжина яких складає 100 мм. Кутики приварюються до закладних частин колони та стінової панелі через гнучкий анкер з пластиною. Панелі готові до встановлення, мають зовнішній та внутрішній фактурний шар з цементно-піщаного розчину в товщині 20 мм.

У місцях, де встановлені двері та ворота, стіни заповнюються цеглою М100 на розчині М50, загальною товщиною 380 мм.

Таблиця 8

Стінове огородження

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

1.5.9 Вікна

Світлові отвори в стінах можуть бути різних форм, зокрема одиночних вікон або довгих смужок. У високих будівлях або тих, що мають підйомні крани, вікна можуть розташовуватися в два або навіть три ряди. Ці прорізи заповнюються окремими частинами або віконними панелями, виготовленими зі сталі.

Каркас віконних заповнень складається з імпостів, які є вертикальними стійками, розташованими на відстані 1,5 або 2 метри, і вони приварюються до закладних частин в панелях-перемичках. Сліпі рами та ті, що відкриваються з верхнім, нижнім або боковим підвісом, прикріплюються до імпостів за допомогою болтів. Навіси встановлюють лише над відкриваючими рамами.

Сталеві віконні панелі для колон, які розташовані на відстані 6 метрів одна від одної, мають розміри 6 на 1,2 метра і 6 на 1,8 метра. Якщо висота отвору становить до 20 метрів, такі панелі ставлять одну над іншою і з'єднують болтами М12.

Якщо будівля вища, до заповнення слід додати ригель з металевих профілів для підтримки ваги панелей і вітрових навантажень. Скло, обрамлене гумовим профілем, в сліпих панелях кріпиться безпосередньо до міцної рами.

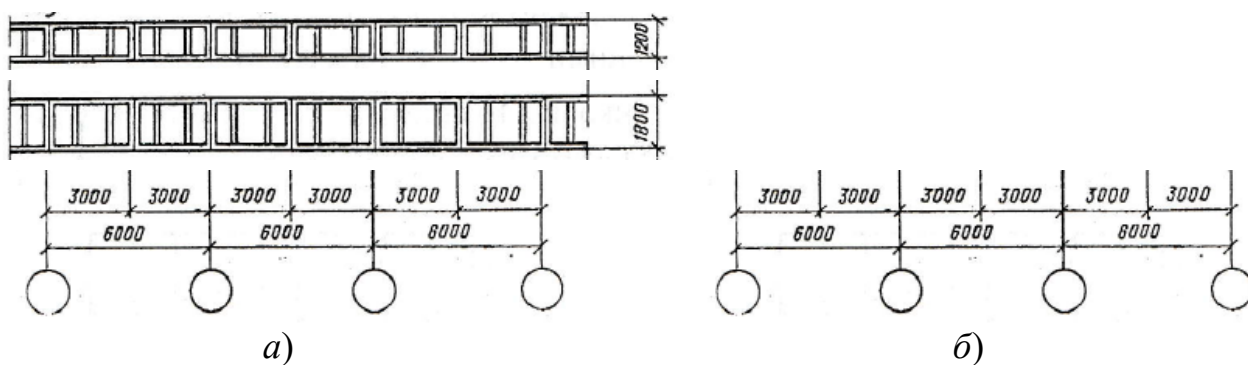


Рисунок 1.2 – Вікна: *а* – при висоті 1,2 м; *б* – при висоті 1,8 м.

1.5.10 Ворота

У проекті використані розпашні ворота для автомобілів з різною вантажопідйомністю. Розміри для автотранспорту становлять 3,6 на 4,2 метри.

Складові частини воріт включають ригель і дві стійки, які встановлюються на фундамент і фіксуються анкерними болтами. Раму монтують з зовнішньої сторони будівлі. З зовнішнього боку воріт, які призначені для транспорту без рейок, облаштовують похилі бетонні пандуси.

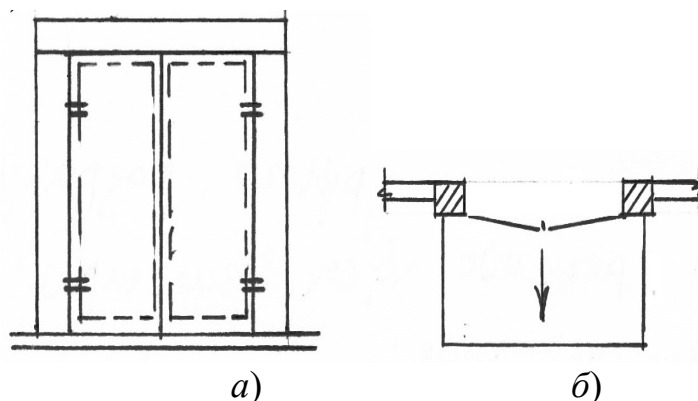


Рисунок 1.3 – Розпашні ворота: *а* – вид з торця; *б* – вид згори.

1.5.11 Покрівля та система водовідводу

Криша розроблена як з'єднана, без вентиляції, з двох шарів руберойду та шаром гравію, закладеного в бітумній мастиці. На вирівняну поверхню плит укладається пароізоляція з одного шару руберойду на бітумній основі. У місцях, де криша переходить до парапету та інших вертикальних площин, її зміцнюють трьома додатковими шарами руберойду, які накладаються один на одного на 150-100 мм. Ці шари заходять на стіну на 250 мм і кріпляться до панелей дюбелями з інтервалом 600 мм через сталеву смугу 40 х 4 мм і фартух із оцинкованої сталі. Після цього шви замазують герметизуючою мастикою.

Система відведення води спроектована як внутрішня. Водостічні лійки розташовують у низьких місцях – в розжолобках, не рідше ніж через 48 м. Водоприймальні лійки встановлюють з прив'язкою до координатних осей на відстані 450 мм у поздовжньому напрямку та 500 мм у поперечному напрямку.

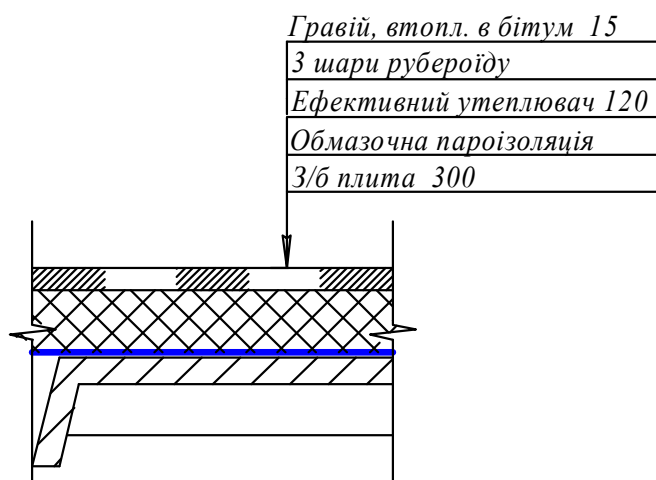


Рисунок 1.4 – Фрагмент покрівлі

1.5.12 Ліхтарі

За призначенням ліхтарні вікна класифікуються на світлові, вентиляційні та світлові.

Тип ліхтарного вікна та його конструкція вибираються виходячи з необхідних умов приміщення, місцевих кліматичних факторів та інших подібних аспектів.

У дипломному проекті використовуються подвійні світлові вентиляційні ліхтарні вікна шириною 6 і 12 метрів. Висота скла становить 1750 міліметрів, і вони можуть відкриватися під кутом до вертикалі за допомогою електричних механізмів.

Ліхтарні вікна розташовуються паралельно довжині будівлі. З міркувань практичного використання та пожежної безпеки максимальна довжина мансардних вікон не може перевищувати 84 метри. Якщо необхідний більший проліт, мансардні вікна будують з проміжками, які повинні дорівнювати або бути кратними відстані між фермами. Дотримуючись тих самих рекомендацій, мансардні вікна розміщують на відстані 6 метрів від торцевих стін. Ліхтарні вікна шириною 6 метрів використовують у приміщеннях з прольотом 12 або 18 метрів, а в приміщеннях з більшим прольотом використовують мансардні вікна шириною 12 метрів. Каркас світлового ліхтаря складається з поперечних сталевих рам і поздовжніх елементів. До останніх відносяться бічні пластини, балки для кріплення заповнюючих елементів світлових прорізів і покривні елементи разом з з'єднувачами.

Покриття світлового ліхтаря виготовляється таким же, як і покриття будівлі..

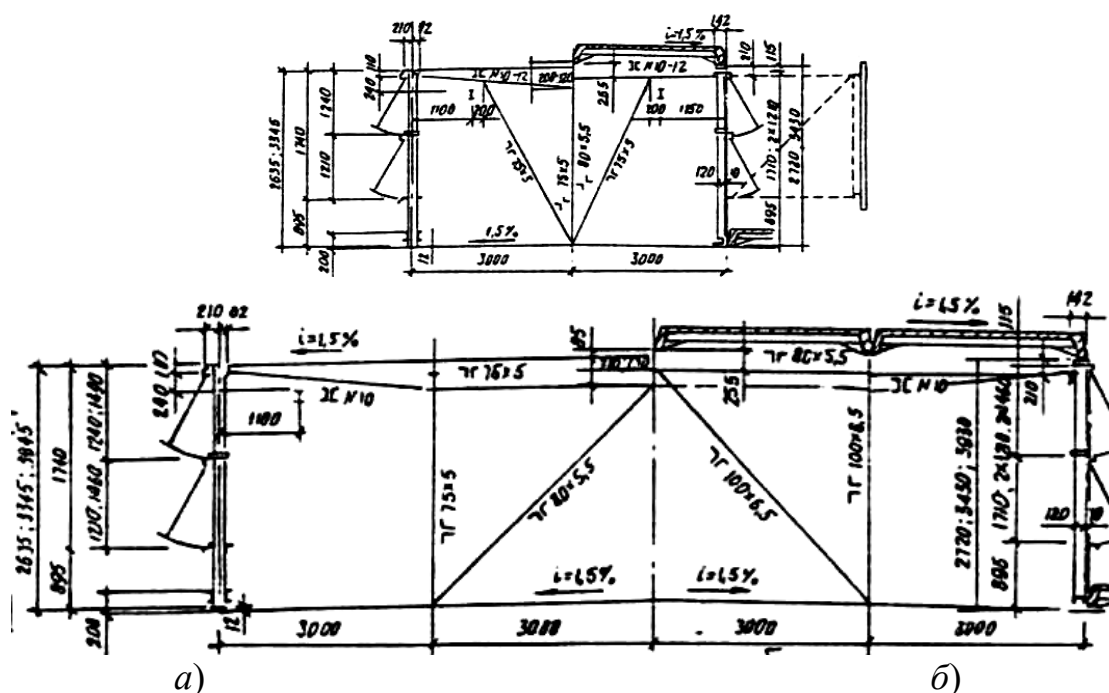


Рисунок 1.5 – Ліхтарі: а – при ширині 6 м; б – при ширині 12 м

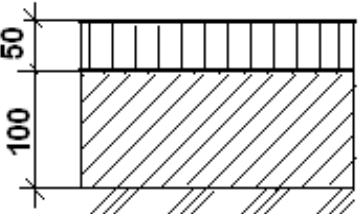
1.5.13 Підлоги

При виборі типу та конструкції підлоги важливо враховувати типи робіт, які будуть на ній виконуватись, а також гарантувати, що підлога буде міцною та надійною. Головними складниками підлоги є покриття, нижній шар, проміжний шар, бетонна стяжка, водонепроникний шар та основа. Підлоги проектуються в залежності від призначення приміщення, а також від типу навантажень, які впливають на підлогу чи спеціальних вимог до її характеристик.

Склад підлоги, використовувані матеріали та товщина шарів для кожного типу підлоги детально описані в таблиці та на кресленнях.

Таблиця 1.9

Експлікація підлог

Схема підлоги або, тип підлоги за серією	Дані елементів підлоги (назва, товщина, основа тощо), мм	Площа, м ²
	Асфальтобетон - 50 Бетонна підготовка - 100 Грунт ущільнений щебенем	2592

1.5.14 Опорядження будівлі

Зовнішнє облицювання споруди включає в себе заповнення швів, оскільки панелі приносять на будівельний майданчик з повною заводською якістю і з зовнішнім текстурним шаром товщиною 20 мм з цементного розчину.

На території будівництва шви заповнюються та закріплюються цементом.

Внутрішнє оздоблення – це фарбування стін, колон і стель вапном..

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 складає $S = 1591,2 \text{ м}^2$

Інтер'єр: стеля – біла, стіни – зеленуваті, підлога – охра.

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

1. Нормований коефіцієнт природного освітлення:

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

де m – коефіцієнт світлового клімату;

c – коефіцієнт сонячності;

e – нормований коефіцієнт природного освітлення.

2. Площа засклення:

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

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

$k_3 = 1,5$ - коефіцієнт запасу;

$\eta_0 = 14$ - світлова характеристика вікна;

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

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

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

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

τ_4 - коефіцієнт, який враховує втрату світла в сонцезахисних пристроях;

τ_5 - коефіцієнт, який враховує втрату світла в захисній сітці під ліхтарями;

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

$r_1 = 1,1$ - коефіцієнт, який 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:

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

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

$$S_{реал.} \geq S_0.$$

Таким чином, площу засклення було прийнято вірно.

Будуємо криву природного освітлення (рис. 1.6), виходячи із таблиці 1.10.

№	Показник		Розрахункові точки						
			1	2	3	4	5	6	7
1	Від світлового пройому, А	n ₁	Від бічних світлових проймів						
		n ₂	3.4	3.5	4.4	3.3	3.2	1.2	0.9
		δ _n	99	99	99	99	98	97	97
		Q	3.98	4.47	3.98	3.57	3.85	1.17	0.85
		q	78	49	35	29	21	135	145
		qδ	1.21	1.03	0.52	0.88	0.39	0.88	0.64
		n ₁ '	4.3	3.21	4.94	2.54	2.3	0.6	0.55
		n ₁	---	---	---	1.7	2.0	4.7	0.5
		ε _{3a}	---	---	---	85	87	81	78
		ε _{3Δa}	---	---	---	0.8	4.0	3.8	5.2
		ε _{3a} +ε _{3Δa}	---	---	---	0.2	0.3	0.6	0.8
			4.3	4.3	4.3	2.74	2.8	1.4	1.35
		2	Від світлового пройому, Б	n ₁	---	---	0.5	0.8	0.7
n ₂	---			---	0.4	0.7	0.9	91	93
δ _n	---			---	0.4	0.5	0.6	0.7	1.3
Q	7			8	9	10	11	12	13.5
q	0.55			0.58	0.57	0.58	0.54	0.56	0.53
qε									
n ₁ '									
n ₁	---			---	---	---	---	---	---
ε _{3a}	6.6			7	8	8.3	8.5	8.8	9
	63			64	68	78	72	74	79
ε _{3Δa}	4.3			4.4	5.4	68	6.3	6.5	6.8
ε _{3a} +ε _{3Δa}	0.8			1.0	1.0	5.4	1.15	1.2	1.25
	0.8			1.0	1.3	1.0	1.25	1.3	1.4
3		Σ(ε _q +ε ₃ ΔR)	5.1	4.1	4.25	4.34	3.13	2.8	2.8
4		L/b	0.03	0.2	0.33	0.48	0.56	0.77	0.99
5		r ₁	1.0	1.05	1.05	1.1	1.89	1.25	1.3
6		C ₆	2.19	4.89	2.75	2.0	1.5	1.4	1.4
7	Від світлового пройому, А		Від верхніх светлових проймів						
		n ₃	-----						
		n ₂	-----						
		n ₃ n ₂	-----						
8	Від світлового пройому, Б	n ₃	0.5 0.7 0.9 1.9 2.1 2.0 1.3						
		n ₂	85 88 90 92 94 99 96						
		n ₃ n ₂	42.5 61.6 81 136 197 190 125						

9 10 11		$\sum n_3 n_2$ $\varepsilon_{3a} = 0.01 n_3 n_2$ e_p	42.5 61.6 81 136 197 190 125 0.4 0.6 0.8 1.38 1.97 1.9 1.25 0.17 0.21 0.25 0.4 0.9 0.9 0.4						
12		Від бічних та	верхніх світлових проїмів						
		$e_p^K = e_p^B + e_p^B, \%$	2.3 5.1 3.0 2.4 2.0 1.7 1.8						
№	Показни		Розрахункові точки						
			8	9	10	11	12	13	14
1	Від світлового проїому, А	n_1	Від бічних світлових проїмів						
		n_2	4.4	4.5	5.4	6.3	7.2	7.5	7.3
		δ_n	99	99	99	99	98	97	97
		Q	3.98	4.47	3.98	3.57	3.85	4.10	3.93
		q	78	49	35	29	21	135	145
		$q\delta$	1.21	1.03	0.52	0.88	0.39	0.88	0.64
		n_1'	4.3	3.21	4.94	2.54	2.3	2.78	2.5
		n_1	----	----	----	1.7	2.0	4.7	0.5
		ε_{3a}	----	----	----	85	87	81	78
		$\varepsilon_{3\Delta a}$	----	----	----	0.8	4.0	3.8	5.2
		$\varepsilon_{3a} + \varepsilon_{3\Delta a}$	----	----	----	0.2	0.3	0.6	0.8
				4.3	4.3	4.3	2.74	2.8	3.7
2	Від світлового проїому, Б	n_1	----	----	0.5	0.8	0.7	0.8	1.4
		n_2	----	----	0.4	0.7	0.9	91	93
		δ_n	----	----	0.4	0.5	0.6	0.7	1.3
		Q	14	15	16	17	18	19	20
		q	0.55	0.58	0.57	0.58	0.54	0.56	0.53
		$q\varepsilon$							
		n_1'	----	----	----	----	----	----	----
		n_1	6.6	----	----	----	----	----	----
		ε_{3a}	63	7	8	8.3	8.5	8.8	9
		$\varepsilon_{3\Delta a}$	4.3	64	68	78	72	74	79
		$\varepsilon_{3a} + \varepsilon_{3\Delta a}$	0.8	4.4	5.4	68	6.3	6.5	6.8
			0.8	1.0	1.0	5.4	1.15	1.2	1.25
		1.0	1.3	1.0	1.25	1.3	1.4		
3 4 5 6		$\sum(\varepsilon_q + \varepsilon_3 \Delta R)$ L/b r_l C_6	5.1 0.03 1.0 2.19	4.1 0.2 1.05 4.89	4.25 0.33 1.05 2.75	4.34 0.48 1.1 2.0	5.13 0.56 1.89 1.5	5.8 0.77 1.25 1.4	2.8 0.81 1.3 1.4
7	Від світлового проїому, А		Від верхніх светлових проїомів						
		n_3	-----						
		n_2	-----						
		$n_3 n_2$	-----						

8	Від світлового пройому, Б	n_3 n_2 $n_3 n_2$	0.5 0.7 0.9 1.9 2.1 2.0 1.3 85 88 90 92 94 99 96 42.5 61.6 81 136 197 210 201
9 10 11		$\sum n_3 n_2$ $\varepsilon_{за} = 0.01 n_3 n_2$ e_p	42.5 61.6 81 136 197 190 125 0.4 0.6 0.8 1.38 1.97 1.9 1.25 0.17 0.21 0.25 0.4 0.9 1.1 1.0
12		Від бічних та	верхніх світлових проймів
		$e_p^K = e_p^6 + e_p^B, \%$	2.3 5.1 3.0 2.4 2.9 3.15 3.01

1.7 Теплотехнічний розрахунок

Район будівництва – м. Одеса. Температура повітря найбільш холодної п'ятиденки становить $t_H = -21^0$

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

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

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

Тоді опір теплопередачі огородження становитиме:

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

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

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

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

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

Отже, параметри прийнятої конструкції відповідають умовам експлуатації й розрахунковій температурі.

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

						КНУ.БР.192.25.185с.07.КЗ			
Зм.	Арк..	№ документа	Підпис	Дата					
Керівник		Паливода				Розрахунково- конструктивний розділ	Літера	Аркуш	Аркушів
Консультант		Паливода							
Дипломник		Джулай					БІ-21		
Зав. каф.		Валовой							
Н. контроль		Паливода							

2.1 Розрахунок плити 3х6 м

2.1.1 Вихідні дані

Слід запроєктувати ребристу панель 3х6 м для теплового покриття по безрозкісним фермам із прольотом 30 м.

Клас бетону: C25/30, бетон легкий

$$R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа} = 0,18 \text{ кН} / \text{см}^2 ;$$

$$R_b = 17 \text{ МПа} = 1,7 \text{ кН} / \text{см}^2 ;$$

$$R_{bt} = 1,2 \text{ МПа} = 0,12 \text{ кН} / \text{см}^2 ;$$

$$E_b = 17500 \text{ МПа} = 1750 \text{ кН} / \text{см}^2 ;$$

Коефіцієнт умов роботи $\gamma_{b2} = 0,9$ з урахуванням коефіцієнту γ_{b2} розрахунковий опір бетону: $R_b \cdot \gamma_{b2} = 1,7 \cdot 0,9 = 1,53 \text{ кН} / \text{см}^2$; $R_{bt} \cdot \gamma_{b2} = 0,12 \cdot 0,9 = 0,11 \text{ кН} / \text{см}^2$

Напружувана арматура – стрижнева термічно зміцнена, клас АТ-V.

$$R_{sn} = 785 \text{ МПа} = 78,5 \text{ кН} / \text{см}^2 ;$$

$$R_s = 680 \text{ МПа} = 68 \text{ кН} / \text{см}^2 ,$$

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

Ненапружувана стрижнева арматура класу А-I, $R_s = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН} / \text{см}^2$ і дротова холоднотянута Вр-I діаметром Ø5мм, $R_s = 360 \text{ МПа} = 36 \text{ кН} / \text{см}^2$;

Поперечна арматура – класу Вр-I діаметром 3мм, $R_{sw} = 270 \text{ МПа} = 27 \text{ кН} / \text{см}^2$

Натягіння арматури виконують електротермічним способом «на упори». Спуск натягіння арматури виконують за умови набуття міцності бетону:

$$R_{bp} 0,7B = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа} = 2,1 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Напруження для арматури прийнято:

$$\sigma_{sp} = 0,9 R_{s,n} = 0,9 \cdot 78,5 = 70,65 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Ребриста панель відноситься до II-гої категорії вимог щодо тріщиностійкості.

$$\text{При А-IV} \quad \begin{cases} a_{crc1} = 0,2 \text{ мм} \\ a_{crc2} = 0,2 \text{ мм} \end{cases}$$

Максимально допустимий прогин складатиме $\{f\} = 3 \text{ см}$

Будівля зводиться у третьому сніговому районі $S_n = 1,2 \text{ МПа}$ й відноситься до I-го класу відповідальності, тобто $\gamma_n = 1$

2.1.2 Призначення розмірів плити

Номінальний розмір плити 3х6 м. Конструктивний розмір: 2,98х5,97 м. Товщина полиці $h'_f = 25 \text{ мм}$. Висота панелі $h \geq 1/20 = 6000/20 = 300 \text{ мм}$.

Приймемо $h = 300 \text{ мм}$. Попередньо призначимо ширину середніх поперечних ребер: низ – 50 мм, верх – 100 мм. Висота середніх поперечних ребер – 150 мм. Висота поперечних ребер торцевих – 200 мм.

Ширина повздовжніх ребер: низ – 75 мм, верх – 105 мм. Приведена ширина повздовжнього ребра складе 80 мм, тоді двох – 160 мм.

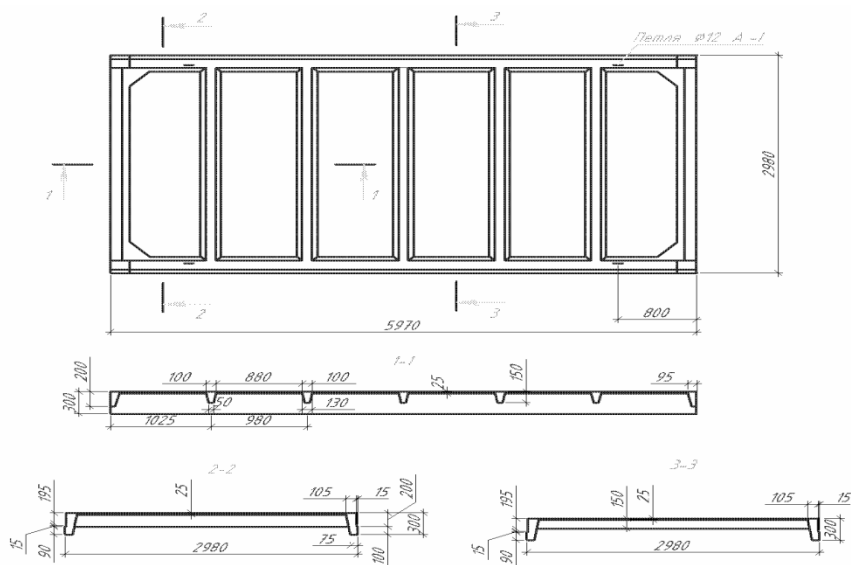


Рисунок 2.1 – Опалубочні креслення панелі 3х6 м

Таблиця 2.1

Вид навантаження	Експлуатаційне навантаження, $\frac{kH}{m^2}$	Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_f	Граничне навантаження, $\frac{kH}{m^2}$
Постійне			
Тришаровий рубероїдний настил на мастиці	0,15	1,2	0,18
Цементна стяжка 2 см, $\gamma = 20 \frac{kH}{m^3}$ $0,02 \cdot 20 = 0,4$	0,4	1,3	0,52
Утеплювач – піно-полістирольні плити 15 см, $\gamma = 0,13 \frac{kH}{m^3}$ $0,10 \cdot 5 = 0,5$	0,0195	1,2	0,0234
Пароізоляція – два шари пергаменту на мастиці	0,1	1,2	0,12
Рибриста плита з приведеною товщиною 5,3 см, $\gamma = 25 \frac{kH}{m^3}$ $0,053 \cdot 25 = 1,33$	1,38	1,1	1,656
Разом	2,05		2,5

Змінне			
Снігове:			
квазіпостійне	0,262	1	0,262
короткочасне	1,02	1,04	1,06
Пилове	0,2	1,3	0,26
Всього	4,07		4,08

2.1.3 Розрахунок полиці

Розрахункове навантаження на 1 м.кв. полиці:

Постійне:

Від ваги покриття: $g_1 = 0,18 + 0,52 + 0,0234 + 0,12 = 0,85 \text{ кН} / \text{м}^2$

Від ваги полиці панелі товщиною 2,5 см: $g_2 = \delta \cdot \gamma \cdot \gamma_f = 0,025 \cdot 1,6 \cdot 1,2 = 0,48 \text{ кН} / \text{м}^2$

(для легкого бетону $\gamma_f = 1,2 \dots 1,2 \text{ кН} / \text{м}^3$; $\gamma = 25 \text{ кН} / \text{м}^3$)

Снігове навантаження: $s = 0,262 + 1,06 = 1,322 \text{ кН} / \text{м}^2$.

Повне навантаження на полицю: $p_1 = g_1 + g_2 + s = 0,85 + 0,48 + 1,322 = 2,65 \text{ кН} / \text{м}^2$

Полицю плити розглядаємо як багатопрольотну нерозрізну балку і в розрахунку враховуємо перерозподіл зусиль від розвитку пластичних деформацій.

Згинальний момент в полиці з урахуванням коефіцієнту надійності за призначенням $\gamma_n = 1$:

$$M = \frac{P_1 \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n}{11} = \frac{2,65 \cdot 0,88^2 \cdot 1}{11} = 0,44 \text{ кНм}$$

l_0 – відстань між поперечними ребрами .

Корисна товщина полиці плити у проясненні:

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

Знаходимо α_m при $b = 100 \text{ см}$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,44 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 1,3^2} = 0,17$$

Площа перерізу арматури Вр-I на смугу шириною 1 м:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{0,44 \cdot 100}{36 \cdot 0,906 \cdot 1,3} = 0,96 \text{ см}^2,$$

Тоді приймаємо сітку С1(рис. 2):

$$\frac{5Bp - I - (x200) + 100}{4Bp - I - (x250) + 100} \cdot 2940 \cdot 5900 \frac{C_1}{20}$$

(табл.. П.2.10) із площею перерізу повздовжньої арматури на 1м при кроці стрижнів у 200 мм

$A_s = 5 \cdot 0,196 = 0,98 \text{ см}^2$, де 0,196 – площа перерізу стрижня діаметром 5 мм.

2.1.4 Розрахунок поперечних ребер

Поперечні ребра запроектовано із кроком $l_1 = 98 \text{ см}$. Ребро слід розраховувати як балку таврового перерізу із защемленою опорою.

Постійне навантаження із урахуванням маси 1 м ребра:

$$g = (g_1 + g_2)l_1 + g_3\gamma_f = (0,85 + 0,48) \cdot 0,98 + \left(\frac{0,1 + 0,05}{2}\right)(0,15 - 0,025) \cdot 1,6 \cdot 9,81 \cdot 1,2 = 1,47 \text{ кН / м}$$

Снігове навантаження і навантаження від пилю: $S = 1,32 \cdot 0,98 = 1,29 \text{ кН / см}^2$

Повне навантаження: $p_2 = g + S = 1,47 + 1,29 = 2,66 \text{ кН / см}^2$

Згинальні моменти в прольоті й на опорі:

$$M = \frac{p_2 l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{2,66 \cdot 2,875^2 \cdot 1}{8} = 272,76 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$l_0 = 2980 - \frac{105}{2} - \frac{105}{2} = 2875 \text{ мм}$$

Поперечна сила:

$$Q = \frac{p_2 l_0 \gamma_n}{2} = \frac{2,66 \cdot 2,875 \cdot 1}{2} = 3,8 \text{ кН}$$

Корисна висота ребра $h_0 = h - a = 15 - 2,2 = 12,8 \text{ см}$. Розрахунковий переріз ребра – тавровий із полицею у стиснутій зоні:

$$b'_f = 98 \text{ см} < b_p + 2(l/6) = 10 + 2(287,5/6) = 105,83 \text{ см}$$

Приймаємо $b'_f = 98 \text{ см}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b'_f \cdot h_0^2} = \frac{272,76}{1,53 \cdot 98 \cdot 12,8^2} = 0,011$$

$$\eta = 0,995$$

$$\xi = 0,01$$

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,01 \cdot 12,8 = 0,13 \text{ см} < h'_f = 2,5 \text{ см}$$

Таким чином, нейтральна вісь проходить у полиці. Тоді необхідна площа перерізу арматури (робочої) А- І:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta \cdot h_0} = \frac{272,76}{22,5 \cdot 0,955 \cdot 12,8} = 0,59 \text{ см}^2$$

Приймаємо 1 Ø 10 А-І, $A_s = 0,785 \text{ см}^2$.

Так як опорні й прольотні моменти рівні, тоді верхній стрижень КР2 приймаємо такий як і нижній: 1 стрижень діаметром Ø 10 А-І, $A_s = 0,785 \text{ см}^2$.

Перевіряємо несучу здатність перерізу ребра на поперечну силу із умови роботи бетону на розтяг:

$$0,6 R_{bt} b \cdot h_0 \gamma_{b2} = 0,6 \cdot 0,11 \cdot \frac{5+10}{2} \cdot 12,8 = 6,34 \text{ кН} > Q = 3,8 \text{ кН}$$

Таким чином, розрахунок поперечної арматури виконувати не потрібно. Встановлюємо конструктивно поперечні стрижні із кроком 150 мм (Ø 3 Вр-І).

2.1.5 Розрахунок поздовжніх ребер

Розрахунковий прольот панелі за умови ширини опори 10 см.

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

Повне розрахункове навантаження становитиме (рис. 2.4): $p=3,7 \text{ кН/м}^2$
 Приведена ширина двох поздовжніх ребер складе $b=16 \text{ см}$.

Розрахункова ширина полиці таврового перерізу(рисунок 2): $b'_f = \frac{l_0}{6} 2 + b = 212 \text{ см}$

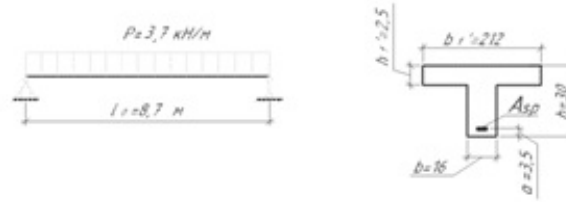


Рисунок 2.2 – Розрахункова ширина полиці

Максимальний згинальний момент:

$$M = \frac{p \cdot l_0^2 \cdot b_n \gamma_n}{8} = \frac{3,7 \cdot 5,87^2 \cdot 3 \cdot 1}{8} = 47,8 \text{ кНм}$$

b_n - номінальна ширина панелі.

Робоча висота ребра: $h_0 = h - a = 30 - 4 = 26 \text{ см}$

Розрахуємо випадок таврового перерізу:

$$M \leq R_b \gamma_{b2} b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)$$

$$4780 \leq 1,53 \cdot 212 \cdot 2,5 (26 - 0,5 \cdot 2,5) = 20069,8 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Умова виконується, тобто нейтральна лінія проходить в межах полиці, $x < h'_f$.

Знайдемо коефіцієнт α_m як для елемента прямокутного перерізу з шириною b'_f :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{4780}{1,53 \cdot 212 \cdot 26^2} = 0,022$$

$$\xi = 0,022$$

Потрібна площа перерізу напруженої арматури класу Ат-V ($R_s = 68 \text{ кН/см}^2$)

при $\gamma_{s6} = \eta = 1,2$:

$$A_{sp} = \frac{\xi b'_f \cdot h_0 \cdot R_b}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = \frac{0,022 \cdot 212 \cdot 26 \cdot 1,53}{1,2 \cdot 68} = 2,3 \text{ см}^2$$

(Для арматури класу Ат-V $\eta=1,2$)

Із сортаменту приймаємо 2Ø16, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$

Коефіцієнт армування: $\mu = A_{sp} / b h_0 = 4,02 / 16 \cdot 26 = 0,009$

Відсоток армування: $\mu\% = \mu \cdot 100 = 0,009 \cdot 100 = 0,9\% > 0,05\%$

Розрахунок міцності по перерізам, нахиленим до поздовжньої осі

Поперечна сила в опорних перерізах поздовжніх ребер становить:

$$Q = 0,5 b_n \cdot p \cdot l_0 \cdot \gamma_n = 0,5 \cdot 3 \cdot 3,7 \cdot 5,87 \cdot 1 = 32,6 \text{ кН}$$

Вплив звисів стиснутої полиці:

$$\phi_f = \frac{0,75(3h'_f)h'_f}{b \cdot h_0} = \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 2,5 \cdot 2,5}{16 \cdot 26,5} = 0,03 < 0,5$$

$$B = \phi_{b2}(1 + \phi_f) R_{bt} \gamma_{b2} b \cdot h_0^2 = 2(1 + 0,03) \cdot 0,11 \cdot 16 \cdot 26^2 = 2451 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

У розрахунковому нахиленому перерізі:

$$Q_b = Q_{sw} = Q/2 \text{ звідки } c = B/0,5Q = 2451/0,5 \cdot 32,6 = 153,2 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 26 = 52 \text{ см}$$

Приймемо $c=52$ см, тоді

$Q_b = B/c = 2451/52 = 47,14 \text{ кН} \geq Q = 32,6 \text{ кН}$, тобто поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

При $h < 450$ мм на приопорних ділянках встановлюється поперечна арматура Ø3Вр-I з кроком $s_1 = h/2 = 30/2 = 15 \text{ см}$ ($s_1 \leq 15 \text{ см}$).

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

Призначаємо $S_1=15 \text{ см}$, $S_2=20 \text{ см}$.

Поперечні стрижні з'єднуються в каркас КР1 спеціальними монтажними стрижнями класу А-I.

2.1.6 Розрахунок панелі на утворення тріщин

Визначаємо геометричні характеристики приведенного перерізу.

Коефіцієнт приведення для напружуваної арматури $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19000}{17500} = 10,86$

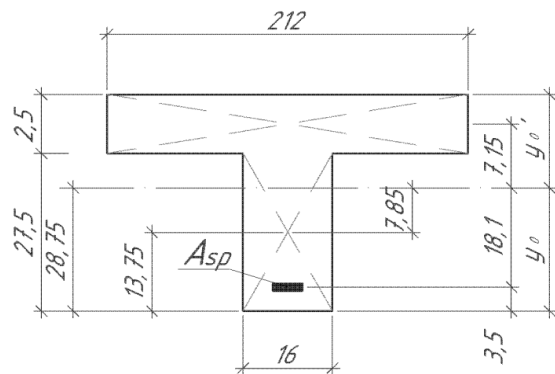


Рисунок 2.3 – Площа приведенного перерізу

$$A_{red} = \sum A_{bi} + \alpha A_{sp} = 212 \cdot 2,5 + 27,5 \cdot 16 + 10,86 \cdot 4,02 = 1013,7 \text{ см}^2$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{red} = \sum S_{bi} + \alpha S_{sp} = 212 \cdot 2,5 \cdot 28,75 + 27,5 \cdot 16 \cdot 13,75 + 4,02 \cdot 10,86 \cdot 4 = 21462 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані перерізу до центру ваги перерізу:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{21462}{1013,7} = 21,17 \text{ см}$$

Відстань від верхньої грані перерізу до центру ваги перерізу:

$$y'_0 = h - y_0 = 30 - 21,17 = 8,83 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$I_{red} = \sum I_{bi} + \alpha A_{sp} (y_0 - a)^2 = \frac{212 \cdot 2,5^3}{12} + 212 \cdot 2,5 \cdot 7,6^2 + \frac{16 \cdot 27,5^3}{12} + 16 \cdot 27,5 \cdot 7,4^2 + 10,86 \cdot 5,09 \cdot 17,17^2 = 95583 \text{ см}^4$$

Ексцентриситет прикладання сил обтиску:

$$e_{op} = y_0 - a = 21,17 - 4 = 17,17 \text{ см}$$

Визначення втрат попереднього напруження арматури

Перші втрати:

- від релаксації напружень у арматурі:

$$\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 70,65 = 2,1 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Значення $\sigma_{sp} = 0,9R_{sn} = 0,9 \cdot 785 = 706,5$ приведено в вихідних даних для розрахунку панелі. Для арматури із високоміцного дроту $\sigma_1 = 0,05\sigma_{sp}$ від різності температур напружуваної арматури й натяжних механізмів (при $\Delta t = 65^\circ \text{C}$)

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

$$\sigma_2 = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 6,5 = 8,13 \text{ кН} / \text{см}^2$$

- від деформації анкерів (за $\lambda = 2$ мм):

$$\sigma_3 = E_s \frac{\lambda}{l} = 190000 \frac{0,002}{700} = 5,43 \text{ кН} / \text{см}^2$$

де $l = 7$ см – довжина напружуваного стрижня;

- від швидкоплинної повзучості:

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_5) = [4,02 \cdot 10^{-4} [(70,65 - 2,1 - 8,13 - 5,43)] \cdot 10^6] \cdot 10^{-3} = 221,1 \text{ кН}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = 221,1 / 1013,7 = 0,22 \text{ кН} / \text{см}^2 \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,22}{2,1} = 0,1 < \alpha = 0,775,$$

де R_{bp} передаточна міцність бетону (див. вихідні дані);

$$\alpha = 0,25 + 0,25R_{bp} = 0,25 + 0,25 \cdot 2,1 = 0,775$$

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,1 = 3,4 \text{ МПа} = 0,34 \text{ кН} / \text{см}^2$$

(при $\sigma_{bp} / R_{bp} > \alpha$, $\sigma_6 = [40\alpha + 0,85\beta(\sigma_{bp} / R_{bp}^{-\alpha})]0,85$, де $\beta = 5,25 - 1,85R_{pb}$, но не більше 2,5 та не менше 1,1)

Перші втрати складуть:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 2,1 + 8,13 + 5,43 + 0,34 = 16 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Другі втрати:

- від усадки бетону С15/20: $\sigma_b = 35 \text{ МПа} = 3,5 \text{ кН} / \text{см}^2$

- від повзучості бетону:

$$\sigma_9 = \frac{150\alpha\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,1 = 1,28 \text{ кН} / \text{см}^2, \text{ де } \alpha = 0,85 \text{ для бетону, що піддано тепловій}$$

обробці за атмосферному тиску.

$$\sigma_{los1} = \sigma_b + \sigma_9 = 3,5 + 1,28 = 20,78 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 4,02(70,65 - 16) = 219,7 \text{ кН}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{219700}{1013,7} = 1,97 \text{ кН} / \text{см}^2 \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{1,97}{2,1} = 1,06 < 0,6$$

Повні втрати:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 16 + 4,78 = 20,78 \text{ МПа}$$

Сила обтиску:

$$P = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 4,02 \cdot 10^{-4} (70,65 - 20,78) \cdot 10^3 = 200,5 \text{ кН}$$

Момент опору перерізу відносно нижніх волокон:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{95583}{21,17} = 4515 \text{ см}^3$$

Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони до центру приведенного перерізу:

$$r_y = 0,85 \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{4515}{1013,7} = 3,8 \text{ см}$$

Пружнопластичний момент опору перерізу із полицею у стиснутій зоні:

$$W_{pl} = 1,75 W_{red} = 1,75 \cdot 4515 = 7901,25 \text{ см}^3$$

Згинальний момент при утворенні тріщин:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = 0,18 \cdot 7901,25 + 4204,5 = 5626,7 \text{ МПа}$$

$$M_{rp} = P(e_{op} + r_y) = 200,5 \cdot (17,17 + 3,8) = 4204,5 \text{ МПа}$$

Момент від повного нормативного навантаження:

$$M_n = \frac{p_n l_0^2 \gamma_n b_n}{8} = \frac{3,69 \cdot 5,87^2 \cdot 3 \cdot 1}{8} = 47,68 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Так як $M_{crc} = 56,26 \text{ кН} \cdot \text{см} \geq M_n = 47,7 \text{ кН} \cdot \text{см}$, то розрахунок на розкриття тріщин виконувати не потрібно.

2.1.7 Розрахунок панелі по прогину

$$M_{ln} = M = 41,86 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$P = N_{tot} = 200,5 \text{ кН}$$

$$z_1 = 24,75 \text{ см}$$

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

$$E_b = 1750 \text{ кН} / \text{см}^2$$

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

$$l_0 = 587 \text{ см} \quad M_{rp} = 4204,5 \text{ кНсм}$$

$$e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot}} = \frac{4186}{200,5} = 20,9 \text{ см}$$

Значення коефіцієнта

$$\phi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{0,18 \cdot 7901,3}{4186 - 4204,5} \geq 1 = 1, \text{ приймаємо } \phi_m = 1$$

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

$$\psi_s = 1,25 - \phi_l \cdot \phi_m - \frac{1 - \phi_m^2}{(3,5 - 1,8 \phi_m) e_{s,tot} / h_0} = 1,25 - 0,8 \cdot 1 - \frac{1 - 1}{(3,5 - 1,8 \cdot 1) \cdot 20,9 / 26} = 0,45 < 1,$$

де $\phi_l = 0,8$ при довготривалому навантаженні.

Кривизна осі при згині:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{\lambda_b E_b A_b} \right] - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_0 E_s A_{sp}} = \frac{4186}{26 \cdot 24,75} \left[\frac{0,45}{19000 \cdot 4,02} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 1750 \cdot 530} \right] - \frac{200,5 \cdot 0,45}{26 \cdot 19000 \cdot 4,02} =$$

$$= 35 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{м}}$$

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

Прогин панелі без впливу вигину від повзучості бетону унаслідок обтиску, що зменшує прогин:

$$f = \frac{5}{48} l_0^2 \left(\frac{1}{r} \right) = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot 35 \cdot 10^{-6} = 1,21 \text{ см} < [f] = 3 \text{ см}$$

2.1.8 Перевірка панелі на монтажні навантаження

Панель має 4 монтажні петлі із сталі А-І. Вони встановлюються в поздовжні ребра на відстані 0,8 м від торця панелі. На такий же відстані $l_0 = 0,8$ м укладаються підкладки при транспортуванні. Із врахуванням коефіцієнта динамічності $\gamma_l = 1,5$ розраховуємо навантаження від власної ваги панелі:

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

Від'ємний згинальний момент консольної частини панелі:

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

Цей момент сприймається поздовжньою монтажною арматурою каркасів – 2 діаметри 8 А-І.

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

$$A_s = \frac{M}{z_1 \cdot R_s} = \frac{2090}{0,9 \cdot 26,5 \cdot 225} = 0,39 \text{ см}^2, \text{ що значно менше прийнятих за}$$

конструктивними міркуваннями 2 діаметри 8 А-І, $A_s = 1,01 \text{ см}^2$.

Розрахунок підйомних петель

При підйомі панелі її вагу може бути передано на дві петлі, тоді зусилля на одну петлю складе:

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

Площа перерізу арматури петлі буде:

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{19490}{225 \cdot (100)} = 0,87 \text{ см}^2$$

Приймається стрижні Ø12 мм А-І з $A_s = 1,13 \text{ см}^2$

2.1.9 Конструювання панелі

При розрахунку полиці підібрано сітку:

$$\frac{5Bp - I - (x200) + 100}{4Bp - I - (x250) + 100} \cdot 2940 \cdot 5900 \frac{C_1}{20}$$

У середніх поперечних ребрах підібрано робочу і монтажну арматуру – Ø 10А-І. Поперечні стрижні прийняті конструктивно із діаметром 3мм Вр-І та кроком 150 мм. Стрижні з'єднано у плоский каркас Кр2. Розрахунок крайніх поперечних ребер не виконувався. Робочу, монтажну й поперечну арматуру прийнято аналогічно середнім поперечним ребрам (каркас Кр3).

З розрахунку міцності поздовжніх ребер за перерізами, нахиленими до поздовжньої осі, поперечні стрижні прийнято конструктивно із Ø 3Вр-І та кроком:

на при опорних ділянках – 15 см, в середині прольоту – 20 см. Монтажні поздовжні стрижні прийнято діаметром 8 мм, клас А-І. Стрижні поб'єднані у каркас Кр1.

За умов забезпечення міцності опорних вузлів панелі прийнято сітки С2 (4 шт).

Кінці поздовжніх ребер армують поперечною арматурою в вигляді гнутих сіток С2 з Ø 4Вр-І, із кроком стрижнів 100 мм на довжині не менше $15d=15\cdot14=210$ мм. Для поліпшення з'єднання поздовжніх ребер із торцевими у кутах панелі встановлюються сітки С3, які зігнуто під прямим кутом із арматури Ø 4Вр-І, в кожен бік вони заходять на 350 мм. Вути панелі армують сітками С4 та С5 з Ø3Вр-І. У кутах розміщують закладні деталі М1 та М1н.

2.2 Розрахунок безрозкісної ферми

2.2.1 Вихідні данні.

Покриття – виконано з панелей розміром 3х6 м. Ферма проектується для будівлі, що відноситься до класу наслідків СС1, та категорією відповідальності – А.

Клас бетону: С42/50

$$\gamma_{b2}=0,9;$$

$$R_b = 27,5 \text{ МПа}, R_{b,ser} = 27,5 \text{ МПа} = 2,75 \frac{\kappa\text{Н}}{\text{см}^2}, R_{bt} = 1,55 \text{ МПа} = 0,155 \frac{\kappa\text{Н}}{\text{см}^2},$$

$$R_{bt,ser} = 1,55 \text{ МПа} = 0,155 \frac{\kappa\text{Н}}{\text{см}^2}, E_b = 3500 \frac{\kappa\text{Н}}{\text{см}^2} = 35 \cdot 10^3 \text{ МПа}$$

Арматура верхнього поясу, стояків і вузлів А-ІІІ: $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$,
 $R_{sw} = 290 \text{ МПа}$ - $R_{s,ser} = 390 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 355 \text{ МПа}$.

Попередньо напружена арматура Вр-ІІ для нижнього поясу із натягінням на упори. $R_s = 850 \text{ МПа}$, $R_{sc} = 400 \text{ МПа}$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$

Ферма бетонується у металевій опалубці із механічним натягінням на упори стенду. Передаточна міцність бетону нижнього поясу повинна бути не меншою за 11 МПа і не меншою 50% від класу бетону.

Міцність бетону у момент обтиску прийнято із умои:

$$R_{bp} = 0,6B = 0,6 \cdot 50 = 30 \text{ МПа}$$

2.2.2 Призначення геометричних розмірів.

Висота перерізу ферми $h = \left(\frac{1}{7} \dots \frac{1}{8}\right)l = 4286 \dots 3750 \text{ мм}$. Приймаємо $h=4000$ мм.

Ширина верхньої стиснутої полиці $b'_f = (1/50 \dots 1/60)l = 480 \dots 400 \text{ мм}$. Приймаємо 400 мм.

Ширину нижнього поясу приймаємо 250 мм. Товщину стінки приймаємо 120 мм. Товщина полиць – 250 мм. Схили скосів полиць складають 30 градусів.

У напрямку до опор стінка потовщується, таким чином що утворюється вертикальне ребро жорсткості.

Розрахунковий проліт балки $l_0 = 30000 - 2 \cdot 25 - 2 \cdot 80 = 29790$, де 25 мм - відстань від осі будівлі до торця балки, 80 мм – відстань від торця до середини опори.

2.2.3 Визначення навантажень

Постійне:

- від покриття: $2,5 \cdot 6 = 15 \text{ кН / м}$
- від власної ваги: $5,8 \cdot 1,1 = 6,38 \text{ кН / м}$, де 5,8 кН/м- вага погонного метру балки.
- всього: $g = 15 + 6,38 = 21,38 \text{ кН / м}$

Тимчасове:

- тривале (від пилу): $0,2 \cdot 6 \cdot 1,3 = 1,56 \text{ кН / м}$
- короткочасне (від снігу): $1,2 \cdot 6 = 7,2 \text{ кН / м}$

Повне розрахункове навантаження:

- постійне й тривале: $21,38 + 1,56 = 22,94 \text{ кН / м}$
- короткочасне: $7,2 \text{ кН/м}$
- разом: $30,14 \text{ кН/м}$

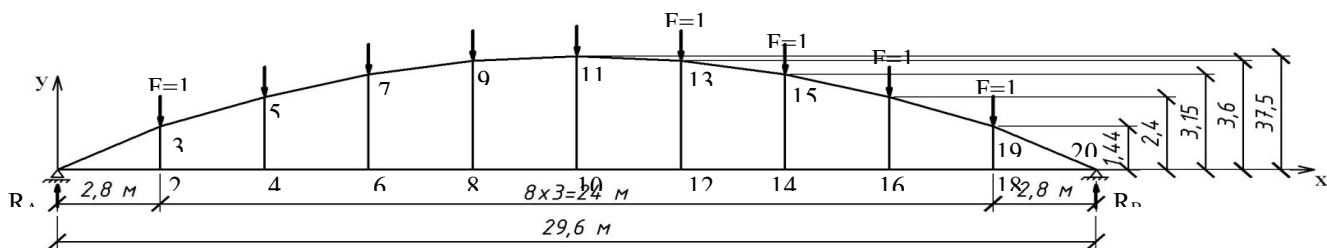
Навантаження на середні вузли:

- постійне й тривале: $21,38 \cdot 3 = 64,14 \text{ кН / м}$
- короткочасне: $7,2 \cdot 3 = 21,6 \text{ кН / м}$
- разом: $85,74 \text{ кН/м}$

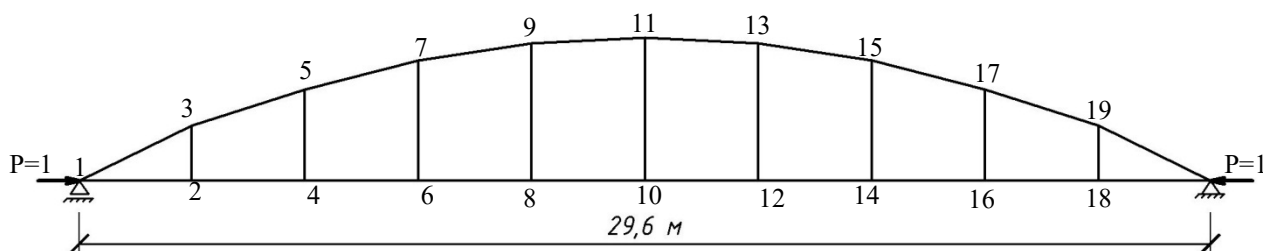
Навантаження на крайні вузли:

- постійне й тривале: $21,38 \cdot 1,5 = 32,07 \text{ кН / м}$
- короткочасне: $7,2 \cdot 1,5 = 10,8 \text{ кН / м}$
- разом: $42,87 \text{ кН/м}$

2.2.4 Розрахункові схеми ферм



а



б

Елемент	Вид зусилля й одиниця виміру	Зусилля у стержнях від одиничних навантажень		Зусилля у стрижнях від діючих навантажень	
		за схемою а	за схемою б	Розрахункова комбінація	Розрахункове навантаження
Нижній пояс Стрижень 8-10	М, кН·м	0,03	-0,02	$\frac{0,03 \cdot 78}{0,03 \cdot 49,2}$	$\frac{2,34}{1,476}$
	N, кН	10,46	0,999	$\frac{10,46 \cdot 78}{10,46 \cdot 49,2}$	$\frac{815,88}{514,632}$
	Q, кН	-0,11	0	$-0,11 \cdot 78$	-8,58
	М, кН·м	0,187	-0,009	$\frac{0,187 \cdot 78 - 0,009 \cdot 565,95}{0,187 \cdot 49,2 - 0,004 \cdot 565,95}$	$\frac{9,49}{6,94}$
Верхній пояс Стрижень 1-3	N, кН	-11,16	-0,016	$\frac{-11,16 \cdot 78 + 0,016 \cdot 565,95}{-11,16 \cdot 49,2 + 0,016 \cdot 565,95}$	$\frac{874,86}{558,13}$
	Q, кН	0,056	-0,003	$0,056 \cdot 78$	4,368

2.2.5 Розрахунок елементів ферми за першою групою граничних станів

Нижній пояс. Переріз поясу 250×250 (h) мм;

$$M=2,34 \text{ кН}\cdot\text{м}; N=815,88 \text{ кН};$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,36}{815,88} = 0,0029 \text{ м} = 2,9 \text{ мм};$$

$$e = 0,5h - e_0 - a = 0,5 \cdot 250 - 2,9 - 50 = 72,1 \text{ мм};$$

$$e' = 0,5h + e_0 - a' = 0,5 \cdot 250 + 2,9 - 50 = 77,9 \text{ мм};$$

$$h_0 = h - a = 250 - 50 = 200 \text{ мм}.$$

За виконання умови $e' < h_0 - a'$, тобто $77,9 < 200 - 50 = 150 \text{ мм}$,

$$A_{sp} = \frac{Ne'}{\gamma_{sp} R_s (h_0 - a')} = \frac{815,88 \cdot 10^3 \cdot 77,9}{1,15 \cdot 785 \cdot (200 - 50)} = 469,36 \text{ мм}^2$$

$$A'_{sp} = \frac{Ne}{\gamma_{sp} R_s (h_0 - a)} = \frac{815,88 \cdot 10^3 \cdot 72,1}{1,15 \cdot 850 \cdot (200 - 50)} = 434,41 \text{ мм}^2$$

Переріз нижнього поясу армується арматурою, що складається із 10Ø8 Вр-II загальною площею 502 мм².

2.2.6 Визначення напружень у арматурі нижнього поясу

Рівень початкового попереднього напруження у арматурі нижнього поясу визначаємо з умов:

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} \leq R_{s,ser}; \quad \sigma_{sp} = -\Delta\sigma_{sp} \geq 0,3R_{s,ser}; \quad \Delta\sigma_{sp} = 0,05\sigma_{sp}.$$

Після підставлення значення $\Delta\sigma_{sp}$ у наведені вище нерівності отримаємо:

$$\sigma_{sp,max} = \frac{R_{s,ser}}{1,05} = \frac{785}{1,05} = 747,6 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp,min} = \frac{0,3R_{s,ser}}{(1-0,05)} = \frac{0,3 \cdot 785}{0,95} = 247,9 \text{ МПа}.$$

Приймаємо $\sigma_{sp} = 650 \text{ МПа}$.

Коефіцієнт точності натягнення арматури визначається за формулою:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}.$$

При механічному способі натягнення: $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$.

Тоді $\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$.

Для перевірки міцності нижнього поясу у стадії обтискання визначимо втрати попереднього напруження при $\gamma_{sp} = 1$. Знаходимо перші втрати (до остаточного обтискання бетону).

Від релаксації напружень в арматурі:

$$\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20 = 0,1 \cdot 650 - 20 = 45 \text{ МПа.}$$

Від перепаду між температурою арматури та натяжних пристроїв:

$$\sigma_2 = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа.}$$

Від деформацій анкерів:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{31000} 19 \cdot 10^4 = 12,26 \text{ МПа, де } \Delta l = 2 \text{ мм.}$$

Напруження в арматурі після втрат: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 = 695 - 45 - 81,25 - 12,26 = 556,49 \text{ МПа.}$$

Зусилля у арматурі A_{sp} з врахуванням втрат: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$

$$P = \sigma_{sp1} A_{sp} = 556,49 \cdot 502 = 565,95 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Напруження у бетоні на рівні центру тяжіння попередньо напруженої арматури із врахуванням втрат $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ при $e_{opl}=0$ та $A'_{sp} = A_{sp}$

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} = \frac{565,95 \cdot 10^3}{250 \cdot 250} = 9,055 \text{ МПа.}$$

При визначенні σ_{bp} прийнято умовно $A = A_{red}$.

Так як $\sigma'_{bp} = \sigma_{bp} > 0$, то коефіцієнт α :

$$\alpha = 0,025 + 0,025 R_{bp} = 0,025 + 0,025 \cdot 27 = 0,7 < 0,8.$$

Перевіряємо умову: $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{9,055}{27} = 0,36 < \alpha = 0,7$.

Умова виконується, тому втрати від швидконатікаючої повзучості складе:

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot 0,85 \cdot 0,36 = 12,24 \text{ МПа}.$$

Перші втрати:

$$\sigma_{l1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 45 + 81,25 + 12,26 + 12,24 = 150,75 \text{ МПа}.$$

Другі втрати. Втрати при усадці бетону: $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$.

Зусилля у попередньо напруженій арматурі із врахуванням перших втрат:

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_{l1})(A_{sp} + A'_{sp}) = (650 - 150,75) \cdot 502 = 507737,25 \text{ Н} = 507,74 \text{ кН}.$$

Напруження у бетоні від попереднього на тяжіння арматури із урахуванням втрат σ_{l1} на рівні центру тяжіння перерізу:

$$\sigma_{bp1} = \frac{P_1}{A} = \frac{507,74 \cdot 10^3}{250 \cdot 250} = 8,124 \text{ МПа} > 0$$

Перевіряється умова: $\sigma_{bp} / R_{bp} \leq \alpha = 0,75$

$$\frac{8,124}{27} = 0,3 < 0,75.$$

Втрати від повзучості бетону при $\alpha=0,85$

$$\sigma_9 = \frac{150\alpha\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,3 = 38,36 \text{ МПа}.$$

Другі втрати:

$$\sigma_{l2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 38,36 = 73,36 \text{ МПа}.$$

Сумарні втрати попереднього напруження:

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 150,75 + 73,36 = 224,11 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}.$$

Зусилля в попередньо напруженій арматурі з врахуванням всіх втрат:

$$P_2 = (\sigma_{sp} - \sigma_l)(A_{sp} + A'_{sp}) = (650 - 224,11) \cdot 502 = 433130,13 \text{ Н} = 433,13 \text{ кН}.$$

2.2.7 Перевірка нижнього поясу за міцністю на стадії виготовлення

Як впливає із таблиці одиничних навантажень, найбільш несприятливе поєднання зусиль $\overline{M}$ і $\overline{N}$ при передачі зусиль з упорів на бетон виникає в панелі 1-2:

$$M_{1-2} = \overline{M}_{1-2} P_1 = 0,01 \cdot 507,74 = 5,08 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_{1-2} = \overline{N}_{1-2} P_1 = 0,984 \cdot 507,74 = 499,6 \text{ кН},$$

де $\overline{M}_{1-2}$ і $\overline{N}_{1-2}$ - зусилля в панелі 1-2 від одиничного навантаження, прикладеного вздовж осі нижнього поясу.

Ексцентриситет поздовжньої сили в панелі 1-2:

$$e_0 = \frac{M_{1-2}}{N_{1-2}} = \frac{5,08}{499,6} = 0,01 \text{ м} = 1 \text{ см},$$

що є близьким до значень

$$\frac{h}{30} = \frac{25}{30} = 0,83 \text{ см і } \frac{l_0}{600} = \frac{280}{600} = 0,46 \text{ см},$$

тут l_0 – довжина панелі 1-2.

При таких умовах розрахунок нижнього поясу слід виконувати як стисненого елемента із випадковим ексцентриситетом при міцності бетону, рівній його передаточній міцності $R_{bp} = 27 \text{ МПа}$. Коефіцієнт умов роботи бетону у момент обтиснення нижнього поясу $\gamma_{b8} = 1,1$. Так як арматуру натягують на упори, вплив прогину нижнього поясу на його несучу здатність у стадії обтискання не враховують, а його міцність забезпечується лише міцністю бетону згідно умови:

$$P_1 = 507,74 \text{ кН} < R_b b h \gamma_{b8} = 27 \cdot 250 \cdot 250 \cdot 1,1 = 1856,25 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1856,25 \text{ кН}.$$

Оскільки умова виконується, міцність перерізів нижнього поясу у стадії виготовлення забезпечено.

2.2.8 Перевірка міцності похилих перерізів нижнього поясу за поперечною силою

Максимальна поперечна сила та відповідна їй поздовжня сила від спільної дії тривалих й короточасних навантажень діє у перерізах панелі 1-2.

$$Q_{1-2} = \overline{Q}F + \overline{Q}P_2 = 0,084 \cdot 78 + 0,003 \cdot 507,74 = 8,075 \text{ кН};$$

$$N_{1-2} = \overline{N}_{1-2}F = 10,249 \cdot 78 = 799,42 \text{ кН}.$$

Перевіряємо умову $Q_b \leq \phi_{b3}(1 + \phi_n)R_{bt}bh_0$, виконання якої свідчить про те, що поперечна сила сприймається бетоном, а поперечна арматура нижнього поясу призначається по конструктивним вимогам.

Для розтягнених елементів

$$\phi_n = -0,2 \frac{N}{R_{bt}bh_0} = -0,2 \frac{799,42 \cdot 10^3}{1,45 \cdot 250 \cdot 200} = -2,2.$$

Приймаємо $\phi_n = -0,8$, $\phi_{b3} = 0,6$.

Мінімальна поперечна сила, що сприймається бетоном становить:

$$Q_b = \phi_{b3}(1 + \phi_n)R_{bt}bh_0 = 0,6(1 - 0,8)1,45 \cdot 250 \cdot 200 = 8700 \text{ Н} = 8,7 \text{ кН} > Q_{1-2} = 8,075 \text{ кН}.$$

Тоді поперечну арматуру $\varnothing 4$ Вр I із кроком 300 мм встановлюють за конструктивними вимогами.

2.2.9 Розрахунок перерізу верхнього поясу

При розрахунку перерізів елементів верхнього поясу слід враховувати зусилля від дії тривалих і короткочасних навантажень та, зокрема, зусилля, від попереднього напруження арматури нижнього поясу ферми.

Найбільше зусилля діє у стрижні 1-3.

$$M_{1-3} = 9,49 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad N_{1-3} = 874,86 \text{ кН}.$$

Поздовжня сила від дії постійних та тривалих навантажень $N_l = 558,13 \text{ кН}$.

Переріз верхнього поясу армується симетричною арматурою класу А-400.

В даному випадку при $e_0 = M_{1-3}/N_{1-3} = 1,08 \text{ см} < 1,4 \text{ см}$ панель 1-3 слід роздивлятися як стиснутий елемент з випадковим ексцентриситетом. За умови відомих розмірів перерізу верхнього поясу його розрахунок зводиться до підбору поздовжньої арматури послідовним наближенням із кінцевою перевіркою міцності за уточненим значенням ϕ і η . Приймавши $\phi = \eta = 1$, отримуємо:

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\phi \eta R_{sc}} - \frac{AR_b}{R_{sc}} = \frac{874,86 \cdot 10^3}{1 \cdot 1 \cdot 365} - \frac{250 \cdot 250 \cdot 25}{365} < 0.$$

З цього випливає, що стискаючі напруження можуть сприйматися лише бетоном.

Приймаємо симетричну арматуру $A=A'=509 \text{ мм}^2$ (2Ø18 А-400) з умов допустимо мінімальних діаметрів арматури й мінімального відсотка армування стиснених елементів, знайдемо:

$$\mu = \frac{\sum A_s}{bh} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 509}{250 \cdot 250} \cdot 100\% = 1,63\% > 0,005\%.$$

Допоміжні параметри:

Довжина елемента $l=3,15 \text{ м}$; розрахункова довжина елемента:
 $l_0=0,9l=0,9 \cdot 3,15=2,835 \text{ м} = 283,5 \text{ см}$; $l_0/h = 283,5/25 = 11,34$; $N_l/N = 558,13/874,86 = 0,64$;
 при $h \leq 25 \text{ см}$ $\eta = 0,95$; $\phi_b = 0,915$; $\phi_r = 0,92$.

$$\alpha = \frac{R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b A} = \frac{365(509 + 509)}{25 \cdot 250 \cdot 250} = 0,24.$$

Приведений коефіцієнт поздовжнього прогину:

$$\phi = \phi_b + 2(\phi_r - \phi_b) \cdot \alpha = 0,915 + 2 \cdot (0,92 - 0,915) \cdot 0,24 = 0,917 < \phi_r.$$

Далі аналізуємо вираз:

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta \phi R_{sc}} - \frac{AR_b}{R_{sc}} = \frac{874,86 \cdot 10^3}{0,95 \cdot 0,917 \cdot 365} - 250 \cdot 250 \frac{25}{365} < 0,$$

тобто міцність перерізу забезпечена за умовою міцності бетону.

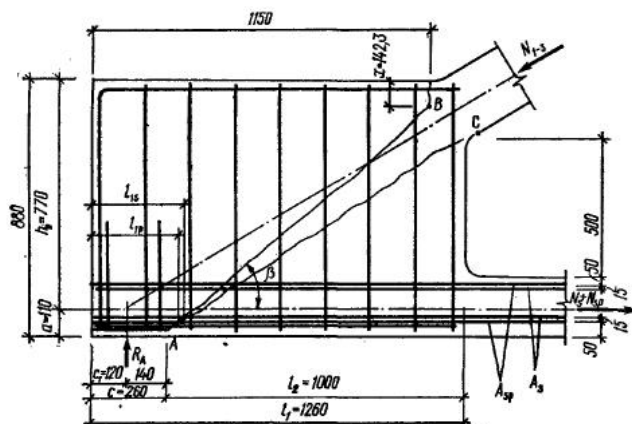
Несуча здатність перерізу стрижня 1-3:

$$\phi \eta (R_b A + (A_s + A'_s) R_{sc}) = 0,917 \cdot 0,95 (25 \cdot 250 \cdot 250 + 2 \cdot 509 \cdot 365) = 1684865,08 \text{ Н} =$$

$$= 1684,865 \text{ кН} > N_{1-3} = 874,86 \text{ кН},$$

тобто міцність забезпечується.

2.2.10 Розрахунок опорного вузла



Похила тріщина АВ перетинає напружену арматуру ($A_{sp} = 1017 \text{ мм}^2$) й ненапружену арматуру ($A_s = 314 \text{ мм}^2$ (4Ø10 Ат-400)), встановлену у опорному вузлі на довжині анкерування попередньо напруженої арматури.

З рисунку знаходимо:

$$\beta = 33^\circ 20'; \quad \operatorname{tg} \beta = 0,6545; \quad \operatorname{ctg} \beta = 1,53;$$

Фактична мінімальна довжина зони анкерування арматури A_{sp} та A_s :

$$l_{1p} = 260 + \frac{5}{\operatorname{tg} \beta} = 336 \text{ мм} < l_p = 35 \cdot d = 35 \cdot 18 = 630 \text{ мм};$$

$$l_{1s} = 260 + \frac{6,5}{\operatorname{tg} \beta} = 359 \text{ мм} > l_s = 35 \cdot d = 35 \cdot 10 = 350 \text{ мм};$$

l_p і l_s - нормована мінімальна довжина анкерування відповідно попередньо напруженої та ненапруженої арматури.

На опорний вузол діють наступні зусилля:

- опорна реакція ферми від дії усіх видів навантажень:

$$R_A = Q_{\max} = 0,5 \cdot \Sigma F = 0,5 \cdot 9 \cdot 78 = 351 \text{ кН};$$

- зусилля від панелі верхнього поясу 1-3:

$$N_{1-3} = \overline{N}_{1-3} \cdot F = 78 \cdot 11,16 = 870,48 \text{ кН};$$

- зусилля у панелі нижнього поясу 1-2:

$$N_{1-2} = \overline{N}_{1-2} \cdot F = 78 \cdot 10,46 = 815,88 \text{ кН}; 663$$

де $\overline{N}_{1-N}$ - зусилля від одиничного навантаження в стрижні.

Граничне напруження у арматурі A_{sp} :

$$N_{sp} = \frac{A_{sp} \cdot R_s \cdot l_{1p}}{l_p} = \frac{1017 \cdot 785 \cdot 336}{630} = 425784 \text{ Н} = 425,784 \text{ кН};$$

Граничне напруження у ненапруженій арматурі (4Ø10 А-400), що перетинається тріщиною АВ:

$$N_s = A_s \cdot R_s = 314 \cdot 365 = 114,6 \text{ кН};$$

Зусилля, що сприймається поперечною арматурою, що перетинається тріщиною АВ:

$$N_w = \frac{N - N_{sp} - N_s}{\operatorname{ctg} 33^{\circ} 20'} = \frac{435,24 - 425,784 - 114,6}{1,53} < 0.$$

Умова виконується, таким чином, поперечні сили у нахилах перерізу опорного вузла повністю сприймається бетоном.

Призначимо поперечну арматуру із конструктивних міркувань: загальна кількість поперечних стрижнів на довжині проекції перерізу АВ $n=16$, крок поперечних стрижнів складає $s=100$ мм, а площа перерізу поперечної арматури $\varnothing 8$ А-400 - $A_{sw}=50$ мм².

Для перевірки похилого перерізу АВ на дію згинального моменту визначаємо:

$$x = \frac{N_{sp} + N_s}{R_b \cdot b} = \frac{(425,784 + 114,6) \cdot 10^3}{25 \cdot 250} = 86,46 \text{ мм};$$

граничне зусилля в прийнятій поперечній арматурі:

$$N_w = n \cdot R_{sw} \cdot A_{sw} = 16 \cdot 285 \cdot 50 = 228 \cdot 10^3 \text{ Н}; h_{op} = h_{os} = h - a = 880 - 110 = 770 \text{ мм};$$

$$c_1 = 120 \text{ мм}; c = 260 \text{ мм}; l_3 = 1260 \text{ мм}; l_2 = l_3 - c = 1260 - 260 = 1000 \text{ мм};$$

міцність похилого перерізу забезпечена, якщо виконується умова:

$$\begin{aligned} Q_{\max} \cdot (l_3 - c_1) &\leq N_w \cdot \frac{l_2 - 10}{2} + N_s \cdot (h_{os} - \frac{x}{2}) + N_{sp} \cdot (h_{op} - \frac{x}{2}); \\ 351 \cdot 10^3 \cdot (1260 - 120) &= 400,14 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \leq 228 \cdot 10^3 \cdot \frac{1000 - 100}{2} + 114,6 \cdot 10^3 \cdot (770 - \frac{86,46}{2}) + \\ &+ 425,784 \cdot 10^3 \cdot (770 - \frac{86,46}{2}) = 495,35 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}, \end{aligned}$$

тобто умова виконується.

Вказану арматуру слід розміщувати у двох плоских каркасах по два поздовжніх стрижні $\varnothing 10$ А-400 й по 9 поперечних $\varnothing 8$ А-400 із кроком 100 мм. Крім цього, із метою запобігання утворення поздовжніх тріщин при відпуску попереднього напруження, встановлюємо у опорному вузлі спеціальні поперечні стрижні, які приварюють до закладних опорних листів і сітки непрямого армування, користуючись при цьому вказівками п. 10.2.6 [2] та розділу 5 посібника [8]. Креслення вузла наведено на аркуші 2.

3.1 Визначення обсягів робіт з улаштування стовпчастих фундаментів

3.1.1 Площа опалубки фундаментів

Площа щитів опалубки на фундамент Ф6.2.3

$$F_1 = 2,7 \times 0,3 = 0,81 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_2 = 2,1 \times 0,3 = 0,63 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

$$F_3 = 1,5 \times 0,3 = 0,45 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_4 = 1,5 \times 1,8 = 2,7 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_5 = 0,9 \times 1,8 = 1,62 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

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

Щитів площею до 1 м² :

$$F_{on} = ((0,81 + 0,45) \times 2 + 0,63 \times 4) \times 37 = 5,04 \times 37 = 186,48 \text{ м}^2$$

Щитів площею від 1 м² до 2 м²:

$$F_{on} = 1,62 \times 2 \times 37 = 3,24 \times 37 = 119,88 \text{ м}^2$$

Щитів площею понад 2 м²:

$$F_{on} = (2,7 \times 2 + 2,8) \times 37 = 8,2 \times 37 = 303,4 \text{ м}^2$$

Площа щитів опалубки на фундамент Ф1.1.1

$$F_7 = 1,5 \times 0,3 = 0,45 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

$$F_8 = 0,9 \times 2,1 = 1,89 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

$$F_9 = 2,8 \text{ м}^2 \text{ (гніздоформувавч) Кільк. 1 шт.}$$

Щитів площею до 1 м² :

$$F_{on} = 0,45 \times 4 \times 30 = 1,44 \times 30 = 43,2 \text{ м}^2$$

Щитів площею від 1 м² до 2 м²:

$$F_{on} = 1,89 \times 4 \times 30 = 7,56 \times 30 = 226,88 \text{ м}^2$$

Щитів площею понад 2 м²:

$$F_{on} = 2,8 \times 30 = 84 \text{ м}^2$$

Площа щитів опалубки на фундамент ФТ6.2.11

$$F_{10} = 2,7 \times 0,3 = 0,81 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_{11} = 2,1 \times 0,3 = 0,63 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 6 шт.}$$

$$F_{12} = 2,1 \times 1,8 = 3,78 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_{13} = 1,5 \times 1,8 = 2,7 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_{14} = 2,8 \text{ м}^2 \text{ (гніздоформувавч) Кільк. 1 шт.}$$

Щитів площею до 1 м^2 :

$$F_{on}=(0,81 \times 2 + 0,63 \times 4) \times 2 = 4,14 \times 2 = 8,28 \text{ м}^2$$

Щитів площею понад 2 м^2 :

$$F_{on}=((2,7 + 3,78) \times 2 + 2,8) \times 2 = 15,76 \times 2 = 31,52 \text{ м}^2$$

Площа щитів опалубки на фундамент Ф5.2.2

$$F_{15}=3 \times 0,3=0,9 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_{16}=2,4 \times 0,3=0,72 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_{17}=1,8 \times 0,3=0,63 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

$$F_{18}=0,9 \times 0,3=0,27 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_{19}=1,2 \times 1,8=2,16 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_{20}=0,9 \times 1,8=1,62 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_{21}=2,8 \text{ м}^2 \text{ (гніздоформувач) Кільк. 1 шт.}$$

Щитів площею до 1 м^2 :

$$F_{on}(((0,9 + 0,72 + 0,27) \times 2 + 0,63 \times 4) \times 26 = 6,3 \times 26 = 163,8 \text{ м}^2$$

Щитів площею від 1 м^2 до 2 м^2 :

$$F_{on}=1,62 \times 2 \times 26 = 3,24 \times 26 = 84,24 \text{ м}^2$$

Щитів площею понад 2 м^2 :

$$F_{on}=2,8 \times 26 = 72,8 \text{ м}^2$$

3.1.2 Обсяг бетону фундаментів

$$1. \text{ Обсяг бетону фундаменту Ф6.2.3: } V_{\text{Ф6.2.3}}=4,51 \times 37=166,87 \text{ м}^3$$

$$2. \text{ Обсяг бетону фундаменту Ф1.1.1: } V_{\text{Ф1.1.1}}=2,26 \times 30=67,8 \text{ м}^3$$

$$3. \text{ Обсяг бетону фундаменту ФТ6.2.11 } V_{\text{ФТ6.2.11}}=7,52 \times 2=15,04 \text{ м}^3$$

$$4. \text{ Обсяг бетону фундаменту Ф5.2.2 } V_{\text{Ф5.2.2}}=3,29 \times 26=85,54 \text{ м}^3$$

5. Вид та кількість арм. виробів фундаментів (визначено вище).

6. Вид та кількість арм. виробів Ф6.2.3 приймаємо умовно (табл. 1).

7. Вид та кількість арм. виробів Ф1.1.1 приймаємо умовно (табл. 2).

8. Вид та кількість арм. виробів ФТ6.2.11 прийнято умовно (табл. 3).

9. Вид та кількість арм. виробів Ф5.2.2 прийнято умовно (табл. 4).

3.1.3 Площа підмостей

$$F_{\text{під.}} = 0,7 \times 1 \times 2 \times (37 + 30 + 2 + 26) = 1,4 \times (37 + 30 + 2 + 26) = 51,8 + 42 + 2,8 + 36,4 = 133 \text{ м}^2$$

0,7×1 – розміри підмостей, м

3.1.4 Догляд за бетоном

Площа поверхонь, що укривають рогожками:

$$F_{\text{вкр.}} = 2,7 \times 2,1 \times 37 + 1,5 \times 1,5 \times 30 + 2,7 \times 2,1 \times 2 + 2,4 \times 1,8 \times 26 = 5,67 \times 37 + 2,25 \times 30 + 5,67 \times 2 + 4,32 \times 26 = 209,79 + 67,5 + 11,34 + 112,32 = 400,95 \text{ м}^2$$

Площа поверхонь, що поливають водою:

$$F_{\text{пол.}} = (209,79 + 67,5 + 11,34 + 112,32) \times 12 = 2517,48 + 810 + 136,08 + 1347,84 = 4811,4 \text{ м}^2$$

12 – к-ть поливів, раз.

3.1.5 Ізоляційні роботи

Площа горизонтальних поверхонь, що підлягають гідроізоляції:

$$F_{\text{із.г.}} = (5,67 - 1,5 \times 0,9) \times 37 + (2,25 - 0,9 \times 0,9) \times 30 + (5,67 - 1,5 \times 2,1) \times 2 + (4,32 - 1,2 \times 0,9) \times 26 = 4,32 \times 37 + 1,44 \times 30 + 2,52 \times 2 + 3,24 \times 26 = 159,84 + 43,2 + 5,04 + 84,24 = 292,32 \text{ м}^2$$

Площа вертикальних поверхонь, що підлягають гідроізоляції:

$$F_{\text{із.в.}} = ((0,81 + 0,45 + 2,7 + 1,62) \times 2 + 0,63 \times 4) \times 37 + ((0,45 + 1,89) \times 4 \times 30 + ((0,81 + 3,78 + 2,7) \times 2 + 0,63 \times 6) \times 2 + ((0,9 + 0,72 + 0,27 + 2,16 + 1,62) \times 2 + 0,63 \times 4) \times 26 = 14,4 \times 37 + 9,36 \times 30 + 18,36 \times 2 + 13,86 \times 26 = 532,8 + 280,8 + 36,72 + 360,36 = 1210,68 \text{ м}^2$$

Таблиця 3.1

Відомість обсягів робіт

№ за/п	Назва процесів (операцій)	Од. виміру	Об'єм робіт на один елемент	Кількість фундаментів	Загальний обсяг робіт
1	2	3	4	5	6
Фундаменти Ф 6.2.3					
1	Встановлення сіток вручну масою до 100 кг	$\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$	$\frac{1}{0,089}$	37	$\frac{37}{3,293}$
2	Встановлення каркасів вручну масою до 50 кг	$\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$	$\frac{1}{0,045}$	37	$\frac{37}{1,665}$
3	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	$\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$	$\frac{2}{0,015}$	37	$\frac{74}{0,555}$

1	2	3	4	5	6
4	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S до 2 м ² S більш 2 м ²	м ² м ² м ²	5,04 3,24 8,2	37	186,48 119,88 303,4
5	Збірка, переставляння підмостей	м ²	1,4	37	51,8
6	Бетонні роботи	м ³	4,51	37	166,87
7	Укривання поверхонь рогожею	м ²	5,67	37	209,79
8	Поливання поверхні водою	м ²	68,04	37	2517,48
9	Фарбувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	м ² м ²	4,32 14,4	37	159,84 532,8
Фундаменти Ф 1.1.1					
10	Встановлення сіток вручну масою до 100 кг	шт. т	1 0,061	30	30 1,83
11	Встановлення каркасів вручну масою до 50 кг	шт. т	1 0,031	30	30 0,93
12	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	шт. т	2 0,011	30	60 0,33
13	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S до 2 м ² S більш 2 м ²	м ² м ² м ²	1,44 7,56 2,8	30	43,2 226,88 84
14	Збірка, переставляння підмостків.	м ²	1,4	30	42
15	Бетонні роботи	м ³	2,26	30	67,8
16	Укривання поверхонь рогожками	м ²	2,25	30	67,5
17	Поливання поверхні водою	м ²	27	30	810
18	Обмазувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	м ² м ²	1,44 9,36	30	43,2 280,8
Фундаменти ФТ6.2.11					
19	Встановлення каркасів краном масою до 0,3 т	шт. т	1 0,149	2	2 0,298
20	Встановлення каркасів вручну масою до 100 кг	шт. т	1 0,074	2	2 0,148
21	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	шт. т	2 0,025	2	4 0,05
22	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S більш 2 м ²	м ² м ²	4,14 15,76	2	8,28 31,52
23	Збірка, переставляння підмостей	м ²	1,4	2	2,8
24	Бетонні роботи	м ³	7,52	2	15,04
25	Вкривання поверхонь рогожками	м ²	5,67	2	11,34
26	Поливання поверхні водою	м ²	68,04	2	136,08
27	Обмазувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	м ² м ²	2,52 18,36	2	5,04 36,72
Фундаменти Ф 5.2.2					
28	Встановлення сіток вручну масою до 100 кг	шт. т	1 0,065	26	26 1,69
29	Встановлення каркасів вручну масою до 50 кг	шт. т	1 0,033	26	26 0,858
30	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	шт. т	2 0,011	26	52 0,286
31	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S до 2 м ² S більш 2 м ²	м ² м ² м ²	6,3 3,24 2,8	26	163,8 84,24 72,8
32	Збірка, переставляння підмостей	м ²	1,4	26	36,4
33	Бетонні роботи	м ³	3,29	26	85,54
34	Вкривання поверхонь рогожею	м ²	4,32	26	112,32
35	Поливання поверхні водою	м ²	51,84	26	1347,84
36	Обмазувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	м ² м ²	3,24 13,86	26	84,24 360,36

3.2 Вибір методів виконання робіт та засобів механізації

3.2.1 Організаційно-технологічні схеми влаштування фундаментів

Таблиця 3.2

Варіанти організаційно-технологічних схем влаштування фундаментів

Найменування процесів	Механізми й обладнання для виконання будівельних процесів	
	1 варіант	2 варіант
Монтаж та встановлення елементів опалубки	Автокран	Автокран
Монтаж та встановлення арматурних виробів	Автокран Зварний трансформатор	Автокран Зварний трансформатор
Укладання та ущільнення бетонної суміші	Автокран Глибинний вібратор	Автобетононасос Глибинний вібратор

Основним етапом при зведенні стовпчастих основ будівлі є належне укладання та щільна обробка бетонної суміші у фундаменті.

Розглядаємо склад команди бетонників.

Технологія бетонних робіт (при подачі матеріалу краном) включає отримання бетонної порції з автобетонозмішувача, доставку бетонної суміші за допомогою крана, укладку з використанням вібраторів для ущільнення та правильний догляд за бетоном.

Склад команди:

бетонники 4 розряду - 1 особа,

3 розряду - 1 особа,

2 розряду - 2 особи.

Технологія бетонних робіт (при подачі матеріалу автобетононасосом) передбачає укладання суміші за допомогою автобетононасоса з ущільненням вібраторами, очищення бетоноводу, забезпечення догляду за бетоном.

Склад ланки робітників:

- машиніст 5 розряду - 1 особа,
- оператор 5 розряду - 1 особа,
- бетонники 3 розряду - 1 особа,
- 2 розряду - 1 особа.

Враховуємо наявні умови праці на будівництві, використовуємо механізми для подачі бетонної суміші з низу котловану, розташовуємо всі механізми на одному рівні, переміщуємося уздовж рядів фундаментів, а також виконуємо зведення основ за методом поточного захвату.

3.2.2 Підбір машин й механізмів. Розрахунок технологічних параметрів

1. Для виконання бетонних робіт слід розрахувати необхідну продуктивність ведучого механізму Π_{nom} за змінним виробітком бригади бетонярів на укладанні бетонної суміші B_{nom} :

$$\Pi_{nom}=B_{nom}=a/H_u=1/0,33=3,03 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де a – одиниця виміру роботи [21];

H_u – норма часу роботи [21].

2. Необхідна інтенсивність подачі бетонної суміші ведучим механізмом:

$$I_{nom}=B_{nom} \cdot k_n/k_u=3,03 \cdot 1,2/0,9=4,04 \text{ м}^3/\text{год.}$$

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

k_e - коефіцієнт використання машин за часом, приймається 0,9.

3. Визначаємо необхідні технічні параметри крану I-го варіанту робіт за схемою «кран-баддя».

Необхідна вантажопідйомність крану (визначаємо для найбільш важкого вантажу – баддя із бетоном). Для подачі бетону приймаємо неповоротну баддю місткістю 0,8 м³; маса бадді із бетоном складає 2,45 т, а її розрахункова висота – 1,31 м.

$$Q_m=q_{б.с}+q_{б}+q_c=2,29+0,064=2,354 \text{ т,}$$

де $q_{б.с}+q_{б}=2,29$ т – маса бадді вз бетоном;

$q_c=0,064$ т - маса строповочного засобу, приймаємо 4-гілковий строп марки 3958 $q_c = 0,064$ т.

Потрібна висота підйому гаку:

$$H_{nom}=h_m+h_z+h_e+h_c=3,1+1+1,31+1,85=7,26 \text{ м,}$$

де h_m – висота монтажного горизонту від рівня стоянки крану

$h_m = h_{\phi} + 0,7 = 2,4 + 0,7 = 3,1$ м, де 0,7 м – висота огороження підмостей;

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

h_e – висота монтажного елемента, приймають за даними з табл. 3.1);

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

Потрібний виліт стріли при стоянці крана на дні котловану. Визначаємо мінімальне наближення крана L_{min} до зведеного фундаменту.

$$L_{min}=r_n+I, 0=4+I=5 \text{ м}$$

де r_n – радіус повороту платформи крана, м. Значення радіусу повороту платформи крана r_n приймається з розрахунку 2,9 – 4,6 м. Це значення може бути уточненим при підборі конкретної марки крану.

Потрібна довжина стріли сягатиме:

$$L_c = \sqrt{(l_b - l_{ш}) + (H_{пот} - h_{ш} + h_{п})^2} = \sqrt{(5 - 1,5)^2 + (7,26 - 1,5 + 1,5)^2} = 8,06 \text{ м}^3,$$

де $h_{ш}$ – відстань по вертикалі від рівня стоянки крана (РСК) до нижнього шарніру стріли крану (для більшості кранів перебуває в діапазоні 1...2 м, за першим наближенням доцільно прийняти 1,5 м;

h_n – висота поліспасту в скрученому стані, приймається в першому наближенні 1,5...2 м.

За ведучу машину приймемо автокран КС-2561Е із стрілою 12 м.

4. Потрібний виліт розподільчої стріли автобетононасосу для II-го варіанту виконання робіт проводимо аналітичним методом, враховуючи, що автобетононасос із маніпулятором встановлюється так, щоб із однієї стоянки можна було укласти бетонну суміш в усі фундаменти із готовою опалубкою (захватки).

Таким чином, потрібна кількість фундаментів Ф 6.2.3:

$$N_{\phi}=8B_{nom}/V_{\phi}=8 \times 3,03/4,51=23,52/4,47= 5,37 \approx 6 \text{ фундаментів.}$$

У якості ведучої машини обираємо автобетононасос СБ-126А продуктивністю 65 м³/год, вильотом розподільчої стріли 20 м, та кутом повороту стріли 360°.

5. Для опалубних та арматурних робіт (спрощено, без розрахунку) приймаємо автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м.

6. Вибір виду транспортного засобу для доставки бетонної суміші, їх кількість N за існуючих умов.

Для доставки бетонної суміші на об'єкт обираємо автобетонозмішувач марки СБ-69 із об'ємом виходу $V_{mp.}=2,5 \text{ м}^3$.

Приймаємо середню його швидкість руху дорогою з асфальт. покриттям 30 км/год, час завантаження $t_3= 0,1 \text{ год.}$, час розвантаження $t_p= 0,2 \text{ год.}$

Час укладання суміші, яка доставляється АБЗ:

$$t_y = V_{mp} / (I_{nom} \cdot K_{\chi}^{mp}) = 2,5 / (4,04 \cdot 0,9) = 0,69 \text{ год},$$

де K_{χ}^{mp} – коефіцієнт використання транспорту за часом (0,85...0,92).

Тривалість доставки бетонної суміші автотранспортом:

- тривалість доставки t_{δ}^1 з урахуванням дальності і швидкості перевезення

$$t_{\delta}^1 = L_{nom} / V_c = 30 / 15 = 2 \text{ год};$$

де L_{nom} – дальність постачання, 30 км;

V_c – середня швидкість руху, 15 км/год дорогою із ґрунтовим покриттям

- тривалість доставки t_{δ}^2 з умови t_{cx} .

$$t_{\delta}^2 = t_{cx} - (t_y + t_3 + t_p + L_{nom} / V_c) = 2,2 - (0,69 + 0,2 + 0,1 + 2) = -0,79 \text{ год}.$$

де t_{cx} - тривалість тужавіння бетону, год.

t_y - тривалість укладання бетонної суміші з однієї машини із об'ємом виходу V_{mp} , год.;

t_3 - тривалість завантаження суміші на бетонно-розчинному вузлі, год.

Приймаємо $t_3 = 0,1$ год. для АС і $t_3 = 0,2$ для АБВ і АБЗ;

t_p - тривалість розвантаження транспорту, год. Приймаємо $t_p = 0,1$ год при розвантаженні в бадді та $t_p = 0$ при розвантаженні у приймальні бункери бетоноукладачів та бетононасосів (це входить до часу укладання).

Умова $t_{\delta}^1 < t_{\delta}^2$ не витримується.

Таким чином, розрахунок демонструє, що з РБВ до об'єкта будівництва АБЗ можливо транспортувати бетонну суміш типів А (суху) або Б (на вологих заповнювачах чи частково зволожену).

Тривалість робочого циклу АБЗ складе:

$$t_{\chi}^{mp} = t_3 + 2 \cdot L_{nom} / V_c + t'_p = 0,2 + 2 \cdot 30 / 15 + 0,1 = 4,3 \text{ год},$$

t'_p - час розвантаження суміші, год. Приймають при розвантаженні у бадді $t'_p = 0,1$ год.;

Тоді необхідна кількість АБЗ складатиме:

$$N = (B_{nom} \cdot t_{\chi}^{mp}) / (V_{mp} \cdot K_{\chi}^{mp}) = (3,03 \cdot 4,3) / (2,5 \cdot 0,9) = 5,79 \text{ шт.}$$

Приймаємо кількість автобетонозмішувачі – 6 шт.

7. Для ущільнення суміші обираємо вібратор із гнучким валом ВЕРБ-67 з довжиною робочої частини $L_{\delta} = 0,41$ м та радіусом дії $R_{\delta} = 0,3$ м.

Висота сходинки фундаменту: $h_c = 0,3$ м.

Рухливість суміші ОК: 2 см, $K_p = 1$.

Продуктивність вібратора складе:

$$P_e = 60\pi \cdot h_c \cdot R_e^2 \cdot K_p = 60\pi \cdot 0,3 \cdot 0,3^2 \cdot 1 = 5,09 \text{ м}^3/\text{год.}$$

Визначаємо потрібну кількість вібраторів:

$$N_e = I_{nom} / P_e = 4,04 / 5,09 = 0,79 - \text{прийmemo 1 шт.}$$

Час на тужавіння укладеного бетону в конструкції за умови доставки АБЗ готового товарного бетону (тип В) в існуючих умовах та заданому темпі бетонування складатиме:

$$t'_{cx} = t_{cx} - (t_3 + L_{nom} / V_c + t_y) = 2,2 - (0 + 0 + 0,69) = 1,51 \text{ год.}$$

Площа блоку бетонування:

$$F_{\text{бл}} = (B_{nom} \cdot t'_{cx}) / h_{ui} = (3,03 \cdot 1,41) / 0,3 = 14,24 \text{ м}^3$$

Площа нижньої сходини фундаменту:

$$F_{cx} = a_l \cdot b_l = 2,7 \cdot 2,1 = 5,67 \text{ м}^3$$

$$\text{Отже, умова виконується } F_{\text{бл}} = 14,24 \text{ м}^3 > F_{cx} = 5,67 \text{ м}^3$$

3.3 Технологія зведення монолітних стовбчастих фундаментів

Перед початком закладки фундаментів потрібно виконати такі роботи: організувати відведення дощових вод з території; створити під'їзні дороги; позначити шляхи пересування техніки, місця для складування, укрупнення арматурних сіток та опалубки, підготувати монтажне обладнання та пристосування; доставити арматурні сітки, каркаси та комплект опалубки у відповідній кількості; провести всі необхідні підготовчі роботи під фундаменти; зробити геодезичну розмітку осей та відмітку розташування фундаментів згідно з проектом; на бетонну поверхню підготовки зафарбувати ризики, які показують позицію робочої площини для щитів опалубки.

Арматурні роботи.

Арматурні деталі доставляють на будівельний майданчик за допомогою вантажівки і розміщують на складських ділянках, перед встановленням їх переміщують до місць монтажу. Армокаркаси та сітки для підосви фундаментів, маса яких перевищує 50 кг, монтують з допомогою автокрана КС-2561Е, розміщуючи арматурні сітки підосви фундаментів на фіксаторах, які забезпечують захист за проектом. Після встановлення опалубки підосви фундаменту встановлюють арматурні елементи підколоники та фіксують їх до нижньої сітки за допомогою в'язального дроту.

Опалубні роботи.

Опалубку доставляють на будівельний майданчик комплектно, готовою до монтажу, без доопрацювань. Елементи опалубки, доставлені на будівельний майданчик, розташовують в зоні дії монтажного крана. Усі компоненти опалубки мають зберігатися у вертикальному положенні, відсортовані за марками та типорозмірами.

Дрібнощитова опалубка складається з таких частин: лінійні щити виготовлені з гнутого профілю (швелер), панелі в щитах виконані з ламінованої фанери 12 мм; несучі елементи - схватки призначені для сприйняття навантаження та об'єднання щитів в панелі або блоки, виготовлені з гнутого профілю (швелера); кутові щити - використовуються для з'єднання плоских щитів в замкнуті контури; монтажні кутики - використовуються для з'єднання щитів та панелей в замкнуті контури опалубки; натяжний гак - застосовують для кріплення схваток до щитів; кронштейн - слугує основою для робочого настилу.

Монтаж і демонтаж опалубки здійснюють за допомогою автомобільного крана КС-2561Е.

Перед початком монтажу опалубки виконують укрупнене збирання щитів у панелі в такій послідовності: на складі збирають короб зі схваток; на схватки навішують щити; на ребрах щитів панелей фарбою наносять ризики, які позначають положення осей.

Встановлення опалубки фундаментів проводять у такому порядку: встановлюють і закріплюють укрупнені панелі опалубки для нижньої частини підшви; встановлюють зібраний короб строго за осями і закріплюють опалубку нижнього ступеня металевими штирями до основи; наносять на ребра укрупнених панелей короба ризики для фіксації положення короба другого ступеня фундаменту; відступивши на відстань, що відповідає товщині щитів, встановлюють попередньо зібраний короб другого ступеня; остаточно встановлюють короб другого ступеня; у такому ж порядку встановлюють короб третього ступеня; наносять ризики на ребра укрупнених панелей верхнього короба, які фіксують положення короба підколоники; встановлюють короб підколоники; встановлюють та закріплюють опалубку для вкладишів.

Демонтаж опалубки згідно ДБН В.2.6-163:2010 дозволяється проводити тільки після досягнення бетоном необхідної міцності і з дозволу виконавця робіт.

Видаляти опалубку можна лише після того, як бетон досягне потрібної міцності, і якщо виконавець робіт дав на це згоду.

Демонтаж опалубки здійснюється в порядку, зворотному монтажу.

Зняття опалубки відбувається у зворотному порядку, ніж її встановлення.

Після зняття опалубки необхідно: провести візуальний огляд опалубки; очистити від налиплого бетону всі елементи опалубки; зробити змащення палуб, перевірити і нанести мастило на гвинтові з'єднання.

Після демонтажу потрібно: оглянути опалубку; прибрати бетон, який закріпився на її поверхні; змастити платформи, а також перевірити і нанести мастило на гвинтові з'єднання.

Бетонні роботи.

До початку укладання бетонної суміші повинні бути виконані наступні роботи: перевірена правильність встановлених арматури та опалубки; усунені всі дефекти опалубки; перевірено наявність фіксаторів, що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону; прийняті за актом всі конструкції та їх елементи, доступ до яких з метою перевірки правильності встановлення після бетонування неможливий; очищені від сміття, бруду та іржі опалубка і арматура; перевірена робота всіх механізмів, справність пристосувань оснастки та інструментів.

Перед тим як почати укладати бетонну суміш, необхідно виконати такі роботи: перевірити правильність встановлення арматури та опалубки; усунути всі недоліки в опалубці; впевнитися, що є фіксатор, який забезпечує потрібну товщину захисного шару бетону; прийняти всі конструкції й елементи, які не можна перевірити після заливання бетону; очистити опалубку та арматуру від сміття, бруду і іржі; перевірити роботу всіх механізмів та справність інструментів.

Доставка на об'єкт бетонної суміші передбачається автобетонозмішувачами СБ-69 в кількості 6 шт.

Для доставки бетонної суміші на об'єкт планують використати шість автобетонозмішувачів СБ-69.

Подача бетонної суміші до місця укладання здійснюється автокраном в бадді об'ємом 0,8 м³.

Надання бетонної суміші на місце укладання відбувається за допомогою автокрана в контейнерах об'ємом 0,8 м³.

До складу робіт з бетонування фундаментів входять: прийом і подача бетонної суміші; укладання і ущільнення бетонної суміші; догляд за бетоном.

До процесу бетонування основи входять: отримання та подача бетонної суміші; укладання і ущільнення суміші; догляд за свіжозалитим бетоном.

Бетонування фундаментів здійснюється в два етапи: на першому етапі бетонують башмак фундаменту і підколоники до відмітки низу вкладиша; на другому етапі бетонують верхню частину підколоники після установки вкладиша.

Бетонування основи проходить у два етапи: спочатку заливають фундаментний башмак і підколоники до нижньої межі вкладиша, потім на другому етапі заливають верхню частину підколоники після встановлення вкладиша.

Бетонну суміш укладають горизонтальними шарами товщиною 0,3...0,5 м.

Суміш бетон укладають у горизонтальних шарах завтовшки 0,3 - 0,5 м.

Кожен шар бетону ретельно ущільнюють глибинними вібраторами.

Кожен шар бетону старанно ущільнюється за допомогою глибинних вібраторів.

При ущільненні бетонної суміші кінець робочої частини вібратора повинен занурюватися в раніше покладений шар бетону на 5 - 10 см.

Коли ущільнюється бетонна суміш, кінець вібратора має занурюватися в попередній шар бетону на глибину 5 - 10 см.

Крок перестановки вібратора не повинен перевищувати 1,5 радіуса його дії.

Відстань між місцями, де ставлять вібратор, не повинно бути більшим за 1,5 його робочого радіусу.

У кутах і біля стінок опалубки бетонну суміш додатково ущільнюють вібраторами або штикуванням ручними шуровками.

У кутах та вздовж стінок опалубки бетон щільніше ущільнюється за допомогою вібраторів або ручних шурівок.

Дотик вібратора під час роботи до арматури не допускається.

Не дозволяється, щоб вібратор торкався арматури під час роботи.

Вібрування на одній позиції закінчується при припиненні осідання і появи цементного молока на поверхні бетону.

Вібрування закінчується, коли присадки не осідають більше, а на поверхні з'являється цементна плівка.

Витягувати вібратор при перестановці слід повільно, не вимикаючи, щоб порожнеча під наконечником рівномірно заповнювалася бетонною сумішшю.

При переміщенні вібратора його потрібно виймати повільно, не вимикаючи, щоб зазор під наконечником заповнювався сумішшю.

Перерва між етапами бетонування (або укладання шарів бетонної суміші) повинен бути не менше 40 хвилин, але не більше 2 годин.

Час між етапами бетонування (або укладання шарів) має бути не менше 40 хвилин і не більше 2 годин.

Після укладання бетонної суміші в опалубку необхідно створити сприятливі температури та вологості умови для тверднення бетону.

Після залиття бетонної суміші в опалубку треба забезпечити оптимальні температурні та вологісні умови для її затвердіння.

Горизонтальні поверхні забетонованого фундаменту вкривають вологою мішковиною, та на протязі всього терміну періодично зволожують.

Горизонтальні поверхні новозалитого фундаменту накривають вологим мішковиною, і протягом всього часу періодично зволожують..

3.4 Заходи з техніки безпеки та охорони довкілля

Безпека виконання робіт має бути гарантована: правильним вибором технологічного обладнання; організацією робочих місць для проведення робіт; використанням засобів захисту для працівників; проходженням медичних оглядів для осіб, допущених до виконання робіт; своєчасним навчанням та перевіркою знань робочого персоналу та керівників з безпеки при здійсненні будівельних робіт.

Слід особливо зосередити увагу на таких моментах: методи підйому конструкційних елементів повинні забезпечити їх доставку до місця установки в близькому до проектного положенні; елементи, що монтуються, під час

переміщення повинні бути стабільними і не допускати коливань та обертання за допомогою гнучких тросів; забороняється перебування людей під елементами, які монтуються, до їх установки в проектне положення і закріплення; при переміщенні вантажів кранами відстань між новими габаритами переміщуваних вантажів та виступами конструкцій повинна бути не менше 1 метра по горизонталі і 0,5 метра по вертикалі; монтаж і демонтаж опалубки можна розпочинати лише за згодою технічного керівника та під безпосереднім контролем призначеної особи з технічного персоналу; не дозволяється торкатися арматури вібратором.

При виконанні робіт на висоті понад 1,5 метра всі працівники зобов'язані використовувати запобіжні пояси з карабінами.

Розбирання опалубки дозволяється лише після того, як бетон досягне необхідної міцності, та за погодженням з виконавцем робіт. Відрив опалубки від бетону здійснюється за допомогою домкратів. При цьому бетонна поверхня не повинна бути пошкодженою.

Робочі місця електричних зварювальників мають бути огорожені спеціальними переносними загородами. Перед початком зварювання слід перевірити справність ізоляції зварювальних проводів та електродотримачів, а також щільність з'єднання всіх контактів. Під час перерв у роботі електричні зварювальні установки слід вимикати з мережі.

Вантажно-розвантажувальні роботи, складування і монтаж арматурних каркасів повинні виконуватися з використанням інвентарного такелажного обладнання та з дотриманням заходів, які запобігають падінню, ковзанню і втраті стійкості вантажів.

Очищати лоток автобетонозмішувача від залишків бетону можна лише тоді, коли механізм нерухомий.

3.5 Контроль якості робіт

Під час перевірки якості робіт потрібно дотримуватись норм ДБН В.2.6-163:2010. Проект для виконання робіт має бути складанням на основі проекту і робочої документації для будівництва монолітних стовпчастих залізобетонних основ.

Проект виконання робіт повинен включати: технологічні схеми та методи виконання робіт; графік робіт; заходи з техніки безпеки на будівництві; розклад роботи машин на майданчику; пояснювальну записку до проекту виконання робіт.

Під час проведення арматурних робіт перевіряють: відповідність арматурних стрижнів і сіток проекту (паспорту), відхилення розмірів елементів від проекту, товщину захисного шару бетону, переміщення арматури в опалубці, а також відхилення вертикальних каркасів від проектних осей.

Коли проводяться опалубні роботи, перевіряють наявність комплектів опалубки та позначок на елементах, зміщення осей опалубки від запланованого місця, та відхилення площини опалубки від вертикального положення по всій висоті фундаменту.

При укладанні бетонної суміші контролюється склад і текучість суміші, товщина шарів бетону, а також якість ущільнення і догляду.

Під час зняття опалубки перевіряють, чи дотримуються терміни зняття опалубки і відсутність пошкоджень бетону.

4.1 Методи виконання робіт

Приймаємо п'ять ділянок, що відповідає кількості прольотів споруди та мають приблизно однакові обсяги робіт.

Приймаємо наступні способи виконання завдань.

Земляні роботи.

Перед початком риття котловану прибираємо верхній рослинний шар. Для копання котловану використовуємо гусеничний екскаватор ЭО-4122 з зворотною лопатою та ковшем об'ємом 0,5 м³, з частковим вивозом ґрунту на відвал. Після того, як екскаватор розробить землю, плануємо ділянку за допомогою бульдозера ДЗ-19 та катка ДУ-50.

Фундаментні роботи.

Ми будуємо монолітні залізобетонні фундаменти за схемою бетонування з використанням крана-бадді (автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м); встановлюємо монолітні фундаменти під обладнання (КС-2561Е).

Монтажні роботи.

Монтуємо одноповерхову промислову будівлю з допомогою самохідних стрілових кранів на гусеничному ході. У першій черзі монтажу встановлюємо колони за допомогою крана СКГ-63А, у другій — підкранові балки (СКГ-63А), у третій — конструкції даху: кроквяні балки та ферми, плити покриття (СКГ-50), у четвертій — стінові панелі (Е-125ВБ).

Монтаж елементів виконується з попередньою розкладкою у місцях монтажу. Елементи каркасу встановлюються вздовж прольотів будівлі методом вільного піднімання (за винятком монтажу колон, який виконуємо методом обертання «в просторі»), де конструкції підводяться до опор під час їх вільного переміщення.

Інші роботи.

Улаштування даху виконуємо по ділянках уздовж довшої сторони прольоту. Потім виконуємо застелення віконних отворів по периметру будівлі. Після цього робимо всі інші оздоблювальні роботи по ділянках. Олійне фарбування вікон та обробка стін відбуваються зверху донизу по периметру будівлі.

Специфікацію ключових збірних елементів наведено у таблиці 4.1.

Таблиця 4.1

Специфікація збірних елементів

№ з/п	Назва елементів	Марка елемента	Кількість, шт.	Розміри, м.			Об'єм, м³		Маса, т	
				довжина	ширина	товщина	одного елемента	усіх	одного елемента	усіх
1	Колони крайнього ряду	4К132-7	20	14,4	0,9	0,4	4,84	96,8	12,1	242
		2К120-11	14	13,05	0,70	0,4	3,2	44,8	8,0	112
2	Колона середнього ряду	11К120-24	21	13,05	0,9	0,4	4,64	97,44	11,6	243,6
3	Фахверкові колони	9КФ153-1	6	15,3	0,4	0,4	2,45	14,7	6,12	36,72
		3КФ129-1	24	12,9	0,4	0,4	2,06	49,44	5,16	123,84
		4КФ137-1	12	13,7	0,5	0,4	2,74	32,88	6,85	82,2
4	Підкранова балка 12м	БКНБ6-2С	64	11,95	1,4	0,65	4,63	296,32	11,7	748,8
5	Кроквяна ферма 24м	ФБ-24-III-5А	10	17960	1640	320	3,4	34	8,5	85
		ФС-24-66	28	23,94	2,95	0,3	5,94	166,32	14,9	417,2
6	Плити покриття 12м	ПНП28...34	256	11,96	0,45	2,96	2,48	634,88	7	1792
7	Фундаментні балки 12м	ФБН-1-К	10	10,2	0,4	0,3	1,11	11,1	2,8	28
8	Фундаментні балки 6м	ФБ6-12	42	5,05	0,45	0,4	0,6	25,2	1,5	63
9	Стінові панелі 12х1,2м	ПСПВ12-1...5	120	12	1,2	0,3	3,4	408	4,8	576
10	Стінові панелі 6х1,2м	ПС6-1...7	698	6	1,2	0,24	1,7	1186,6	1,9	1326,2
11	Стійки воріт	СВ	20	3,6	0,4	0,4	0,576	11,52	1,44	28,8
12	Ригелі воріт	РВ	10	4,4	0,4	0,7	1,232	12,32	3,08	30,8
Загалом:			1355					3122,32		5936,16

4.2 Визначення обсягів робіт

Обсяги робіт встановлюються на основі головних креслень та розрахунків, отриманих під час проектування робіт зі створення монолітних залізобетонних фундаментів і спорудження каркасної будівлі зі збірних залізобетонних елементів. Визначення обсягів робіт ми здійснюємо у вигляді таблиці (табл. 4.2).

Таблиця 4.2

Відомість обсягів робіт

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика $(S \times 1,15) = (96 \times 24 + 96 \times 72) \times 1,15 = 9216 \times 1,15$	1000 м²	10,6
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см $(S \times 0,15) = 9216 \times 0,15$	1000 м³	1,38
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м³ у відвал $(V_k = S \times h - V_r) = 9216 \times 2,55 - 2160$	1000 м³	21,34
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди $(V_r = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо} + S \times (0,1 + 0,02)) = 40 + 335 + 400 + 11520 \times 0,12$	1000 м³	2,16
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) $(\text{кільк.фунд.} \times S_f \times 0,1) = 2,7 \times 2,1 \times 39 + 2,4 \times 1,8 \times 26 + 1,5 \times 1,5 \times 30 \times 0,1$	100 м³	0,4
6	Бетонна підготовка під фундаменти $(\text{кільк.фунд.} \times S_f \times 0,1) = 2,7 \times 2,1 \times 39 + 2,4 \times 1,8 \times 26 + 1,5 \times 1,5 \times 30 \times 0,1$	100 м³	0,4

7	Влаштування монолітних фундаментів ($V_{фк} = \Sigma \text{кільк.фунд.} \times V_{фк}) = 37 \times 4,51 + 30 \times 2,26 + 2 \times 7,52 + 26 \times 3,29$	100 м ³	3,35
8	Влаштування фундаментів під обладнання ($V_{фo} = 80 \text{ м}^3 \times \text{кільк.прольотів}) = 80 \times 5$	100 м ³	4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна $37 \times 14,4 + 30 \times 9,36 + 2 \times 18,36 + 26 \times 13,86$	100 м ²	13,11
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $37 \times 4,32 + 30 \times 1,44 + 2 \times 2,52 + 26 \times 3,24$	100 м ²	2,92
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. ($V_{к}$)	1000 м ³	21,34
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці ($V_{к}$)	1000 м ³	21,34
13	Монтаж колон	шт.	90
14	Монтаж підкранових балок	шт.	64
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м ²	9216
16	Монтаж конструкції огорожі ($S_o = P \times h$) $= 144 \times 13,2 + 264 \times 12 + 72 \times 1,2$	м ²	5155
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м ²	92,16
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м ²	92,16
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м ²	92,16
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м ²	92,16
21	Оздоблення покрівельною сталлю ($0,7 \times L$) $= (240 + 264) \times 0,7$	100 м ²	3,53
22	Фарбування стін з середини приміщень (S_o)	100 м ²	51,55
23	Фарбування фасадів (S_o)	100 м ²	51,55
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S_o)	100 м ²	15,47
25	Фарбування конструкцій покриття ($S \times 1,6$)	100 м ²	147,46
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м ²	92,16
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м ²	92,16
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м ²	92,16
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S_o)	100 м ²	15,47
30	Сантехнічні роботи ($V_{буд.} \times 0,03$)	3%	1256,75
31	Електротехнічні роботи ($V_{буд.} \times 0,03$)	3%	1256,75
32	Благоустрій території ($V_{буд.} \times 0,01$)	1%	386,92
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання ($V_{буд.} \times 0,1$)	10%	6283,7
35	Пусконаладжувальні роботи ($V_{буд.} \times 0,005$)	0,5%	209,46

Картка-визначник календарного графіка

Таблиця 4.3.

№	Назва робіт та комплекс робіт	Обсяг робіт		Код роботи	Норма на одиницю виміру.		Трудомісткість на весь обсяг				Основні механізми		Виконавець		Число змін	Тривалість, дні
		Оди. виміру	Кількість		люд-год	маш-год	Люд-год		Маш-год		Наймен.	Кільк.	Бригада			
							Норм.	Прийн.	Норм.	Прийн.			Проф.	Кільк.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Планування майданчика	1000 м ²	10,6	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	6,36	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м ³	1,38	РЭСН 1-24-2	-	19,55	-	-	26,98	24,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	2	1,5
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал I II III IV V	1000 м ³	21,34 5,34 3,83 4,07 4,07 4,03	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	417,21 104,4 74,88 79,57 79,57 78,79	-	906,97 226,95 162,78 172,98 172,98 171,28	760 192 136 144 144 144	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1, Водій 2кл.-5	1+5	2	12 8,5 9 9 9
4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди I II III IV V	1000 м ³	2,16 0,48 0,59 0,35 0,35 0,39	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	47,75 10,61 13,04 7,74 7,74 8,62	-	138,06 30,68 37,71 22,37 22,37 24,93	136 32 32 24 24 24	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1 Водій 2кл.-5	1+5	2 2 2 2 2	2 2 1,5 1,5 1,5

5	Розробка ґрунту вручну (підчистка)	100 м³	0,4	РЭСН 1-164-2	261,8	-	99,3	96	-	-	-	-	Землекоп 3р-1, 2р-1	2	2	1
	I		31,42				32	0,5								
	II		23,37				16	0,5								
	III		13,09				16	0,5								
	IV		13,09				16	0,5								
	V		18,33				16	0,5								
6	Бетонна підготовка під фундаменти	100 м³	0,4	РЭСН6-1-19	527,8	94,56	211,13	224	37,83	-	КС-2561Е	1	Бетонник 3р--2	2	2	2
	I		63,34				64	2								
	II		58,06				64	2								
	III		26,39				32	1								
	IV		26,39				32	1								
	V		36,95				32	1								
7	Влаштування монолітних фундаментів	100 м³	3,35	РЭСН 6-1-8	340,75	66,85	1141,52	1024	223,95	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	2,5
	I		344,16				320	2								
	II		299,86				256	1								
	III		153,34				128	1								
	IV		153,34				128	1								
	V		190,82				192	1,5								
8	Влаштування фундаментів під обладнання	100 м³	4	РЭСН 6-4-5	268,25	39,45	1073	960	157,8	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	4	2	3
	I		214,6				192	3								
	II		214,6				192	3								
	III		214,6				192	3								
	IV		214,6				192	3								
	V		214,6				192	3								
9	Вертикальна гідроізоляція фундаментів	100 м²	13,11	РЭСН 8-4-7	33,5	1,11	529,97	496	13,98	-	-	-	Ізольовальник 4р-1, 3р-1	2	2	6,5
	I		235,17				208	3								
	II		107,87				96	1,5								
	III		62,31				64	2								
	IV		62,31				64	2								
	V		62,31				64	2								

10	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту I II III IV V	100 м ²	2,92 0,82 0,81 0,35 0,35 0,59	РЭСН 8-4-3	31,76	3,24	92,75 26,04 25,73 11,12 11,12 18,74	112 32 32 16 16 16	9,46 2,66 2,62 1,13 1,13 1,92	-	-	-	Ізоловальник 4р-1, 3р-1	2	2	1 1 0,5 0,5 0,5
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. I II III IV V	1000 м ³	21,34 5,34 3,83 4,07 4,07 4,03	РЭСН 1-27-2	-	13,75	-	-	293,42 73,43 52,66 55,96 55,96 55,41	256 64 48 48 48 48	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	4 3 3 3 3
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці I II III IV V	1000 м ³	21,34 5,34 3,83 4,07 4,07 4,03	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	357,65 89,5 64,19 68,21 68,21 67,54	328 80 56 64 64 64	Ду-50	1	Машиніст 6р-1	1	2	5 3,5 4 4 4
13	Монтаж колон I II III IV V	Шт.	97 39 13 13 13 19	Калькуляція	8,66	1,58	840,02 337,74 112,58 112,58 112,58 164,54	840 320 120 120 120 160	153,26 61,62 20,54 20,54 20,54 30,02	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	5	2	4 2,5 1,5 1,5 2
14	Монтаж підкранових балок I II III IV V	Шт.	64 22 12 12 12 6	Калькуляція	8,23	1,68	520,72 181,06 98,76 98,76 98,76 49,38	44520 160 80 80 80 40	107,52 36,96 20,16 20,16 20,16 10,08	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	5	2	2 1 1 1 0,5

15	Монтаж ферм покриття 24м Монтаж плит покриття 12×3м I II III IV V	Шт.	294 74 55 55 55	Калькуляція	3,63	1,00	1067,72 268,62 199,65 199,65 199,65 199,65	880 240 160 160 160 160	294 74 55 55 55 55	-	СКТ-50	1	Монтажник 5р-1, 4р-2, 3р-1, Електрозварн. 5р-1	5	2	3 2 2 2 2
16	Монтаж стінових панелей 6 м Монтаж стінових панелей 12 м Монтаж фонд. балок 6 м Монтаж фонд. балок 12 м Монтаж елем. воріт I II III IV V	Шт.	900 244 122 122 122 290	Калькуляція	3,2	0,82	2880 780,8 390,4 390,4 390,4 928	2440 680 320 320 320 800	738 200,08 100,04 100,04 100,04 237,8	-	МКТ-6-45, ЛЕ-100-300	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	8,5 4 4 4 10
17	Ущільнення ґрунту щебнем I II III IV V	100 м ²	92,16 23,04 17,28 17,28 17,28 17,28	РЭСН 1-136-1	1,21	1,21	111,52 27,88 20,91 20,91 20,91 20,91	96 32 16 16 16 16	111,52 39,2 15,68 15,68 15,68 15,68	-	.	-	Бетонник 2р-2	2	2	1 0,5 0,5 0,5 0,5
18	Улаштування чорнової підлоги I II III IV V	100 м ²	92,16 23,04 17,28 17,28 17,28 17,28	РЭСН 11-14-1	47,87	-	4411,68 1102,92 827,19 827,19 827,19 827,19	3800 920 720 720 720 720	-	-	.	-	Бетонник 4р-2, 3р-2, 2р-1	5	2	11,5 9 9 9 9

	Σ (покрівельні роботи)		92,16				14001,58	12000					Бригада покрівельників	20	2	9,5777
	I		23,04				3605,63	3040								
	II		17,28				2582,72	2240	-	-	.	-				7
	III		17,28				2582,75	2240								7
	IV		17,28				2582,75	2240								7
	V		17,28				2647,79	2240								7
24	Засклення металевих рам промислових будівель	100 м²	15,47	РЭСН 15-208-1	71,77	0,78	1110,28	960	12,04				Бригада склярів 3р-6	6	2	41113
	I		5,96				427,75	384	4,65							
	II		1,73				124,16	96	1,34	-	.	-				1
	III		1,73				124,16	96	1,34							1
	IV		1,73				124,16	96	1,34							1
	V		4,32				310,05	288	3,37							3
25	Монтаж обладнання			15%			6283,7	480			МКТ-6-45	1	Монтажник 5р-2, 4р-2, 3р-4, 2р-2	10	2	6,56,56,56,56,5
	I						1256,74	1040								
	II						1256,74	1040								
	III						1256,74	1040								
	IV						1256,74	1040								
	V						1256,74	1040								
26	Електротехнічні роботи			3%			1256,75	1200					Ел.монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	33333
	I															
	II						251,35	240								
	III						251,35	240								
	IV						251,35	240								
	V						251,35	240								
27	Сантехнічні роботи			3%			1256,75	1120					Сантехнік 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1	4	2	3,53,53,53,53,5
	I															
	II						251,35	224								
	III						251,35	224								
	IV						251,35	224								
	V						251,35	224								

28	а) Фарбування стін з середини приміщень I II III IV V	100 м ²	51,55 19,87 5,76 5,76 5,76 14,4	РЭСН 15-152-1	15,18	-	950,87 301,63 87,44 87,44 87,44 218,59	-								
29	б) Фарбування фасадів I II III IV V	100 м ²	51,55 19,87 5,76 5,76 5,76 14,4	РЭСН 15-155-2	30,85	-	1932,45 612,99 177,7 177,7 177,7 444,24	-								
30	в) Фарбування заповнень віконних прорізів I II III IV V	100 м ²	15,47 5,96 1,73 1,73 1,73 4,32	РЭСН 15-176-3	163,02	-	3066,39 971,6 282,02 282,02 282,02 704,25	-								
31	г) Фарбування конструкцій покриття I II III IV V	100 м ²	147,46 36,86 27,65 27,65 27,65 27,65	РЭСН 15-180-6	42,9	-	5782,94 1581,29 1186,19 1186,19 1186,19 1186,65	-								
	Σ (оздоблювальні роботи) I II III IV V	100 м ²	266,03 82,56 40,9 40,9 40,9 60,77	Калькуляція	Калькуляція	-	11221,29 3467,51 1733,35 1733,35 1733,35 2553,73	9728 2944 1536 1536 1536 2176	-	-	-	-	Маляр 4р-8, 2р-8	16	2	11,5 6 6 6 6 8,5

[illegible]

4.3 Техніко-економічні показники календарного графіка

Загальна тривалість будівництва об'єкту — результат розрахунку матриці і мережевого графіку:

$$T_z = 231,5 \text{ днів.}$$

Коефіцієнт щільності потоку, характеризує ступеї використання фронтів робіт спеціалізованими бригадами, визначається як відношення сумарної тривалості робіт до тієї ж величини із врахуванням організаційних перерв:

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 419,5 / (419,5 + 471,5) = 0,427$$

Коефіцієнт суміщення робіт K_c , який характеризує величину суміщення робіт, що включені у потік, визначається як різниця між одиницею й відношенням тривалості потоку до сумарної тривалості усіх робіт:

$$K_c = 1 - \frac{T_z}{\sum T_{ij}} = 1 - (231,5 / 419,5) = 0,416$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{зм} = \frac{T_{зм}}{T_{дн}} = (834 / 419,5) = 1,99$$

де $T_{зм} = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 1,5 + 2 \cdot 56 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 18,5 + 2 \cdot 20,5 + 2 \cdot 11,5 + 2 \cdot 5,5 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 30,5 + 2 \cdot 37,5 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 17,5 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 50,5 + 2 \cdot 32,5 + 2 \cdot 21,5 + 2 \cdot 38 + 1 \cdot 2,5 + 2 \cdot 2,5 + 2 \cdot 3 = 834$ — загальна кількість змін;

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

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{Ч_{\max}}{Ч_{\text{сер}}} = (82 / 29) = 2,83$$

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

$N = 1 \cdot 1 + 1,5 \cdot 2 + 12 \cdot 48 + 16 \cdot 3,5 + 32 \cdot 2,5 + 44 \cdot 2,5 + 32 \cdot 3 + 14 \cdot 5 + 16 \cdot 4,5 + 8 \cdot 5,5 + 4 \cdot 1 + 16 \cdot 6,5 + 28 \cdot 2 + 40 \cdot 1 + 36 \cdot 2,5 + 24 \cdot 7,5 + 12 \cdot 0,5 + 52 \cdot 22 + 40 \cdot 8,5 + 52 \cdot 4 + 60 \cdot 3 + 20 \cdot 2,5 + 18 \cdot 3 + 28 \cdot 9 + 20 \cdot 3 + 10 \cdot 12,5 + 30 \cdot 15 + 50 \cdot 5,5 + 82 \cdot 5,5 + 72 \cdot 6,5 + 52 \cdot 4 + 32 \cdot 22 + 10 \cdot 2,5 + 20 \cdot 5,5 = 6670$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожному виду робіт;
 $Ч_{\text{сер}} = N / T_z = 6670 / 231,5 = 29$ (робітника) — середня чисельність робочих.

4.4 Розрахунок потреби у тимчасових адміністративних та санітарно-побутових приміщень

Проектування тимчасових будівель виконується у наступній послідовності:

- визначається кількість робітників та службовців
- складається перелік тимчасових будівель.

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

В залежності від джерела фінансування тимчасові будівлі поділяють на титульні (на обліку в замовника) та нетитульні (на балансі БМО), за функціональним призначенням — на виробничі, громадські, складські, службові, санітарно-побутові; за конструктивними особливостями — на інвентарні і неінвентарні.

Визначення кількості робітників.

Максимальна кількість робочих згідно графіку руху — 82 осіб.

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

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

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

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

Усього у першу зміну працюють: $58 + 10 + 2 = 70$ осіб.

Із них жінок: $70 \cdot 0,3 = 21$ особа;

чоловіків — $70 - 21 = 49$ осіб.

Таблиця 4.4

Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працюючих	Норма площі на одного працюючого, м ²	Розрахункова площа, м ²	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м ²	Кількість будівель
Адміністративні приміщення							
Контора виконроба	12	4	48	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Кабінет техніки безпеки	97	0,2	19,4	9×2,7×3,8	Контейнерна	25,6	1
Будка охорони	3	4	8	2×2	Неінвентарна	8	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна із лавами	82	0,6	49,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Душова із переддушовою	70	0,82	57,4	9×2,7×3,8	Контейнерна	68,4	3
Умивальна групова	70	0,06	4,2	Поєднується з гардеробною			

Туалети – чоловічі – жіночі	49 21	0,07 0,14	3,43 2,94	3×2,7×3,9 3×2,7×3,9	Контейнерна Контейнерна	8,5 8,5	1 1
Приміщення для просушки спецодягу	70	0,2	14	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

4.5 Розрахунок тимчасового водопостачання

Таблиця 4.5

Споживачі водопостачання

Споживачі води	Найбільша кількість споживачів (або обсяг робіт) у 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	350,04	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	70	люд. на зміну	25
Їдальня	70	люд. на зміну	12,5

Розраховуємо секундні витрати води за кожним споживачем на виробничі і технологічні потреби, що 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 (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: $0,75 \cdot 350,04 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0164$ л/с;
влаштування рулонної покрівлі: $7,5 \cdot 123,88 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,058$ л/с;
разом: $q_{\text{техн}} = 0,0744$ л/с.

Розрахункові секундні витрати води на санітарно-побутові потреби приймаємо за найбільш завантаженим днем роботи за графіком руху робітників:

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

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

$$q_{\text{душ}} = \frac{q_4 \cdot N_2}{60 \cdot t} = 25 \cdot 28 / (60 \cdot 45) = 0,259 \text{ л/с},$$

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

N_1 — кількість працівників у найбільш завантаженому зміні;

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

N_2 — кількість працівників, які приймають душ (40% від працюючих за найбільш завантаженою зміною);

t — тривалість роботи душової установки (45 хвилин).

Витрати води на пожежогашіння приймаються $q_{\text{пож}} = 15$ л/с (при одночасній роботі трьох гідрантів по 5 л/с кожний), оскільки територія будівельного майданчика займає 8,06 га, тобто менш, ніж за 10 га.

Загальні секундні витрати води:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{зосп}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 15,581 \text{ л/с}.$$

Визначимо діаметр тимчасового водопроводу.

- Загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{15,581 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 105,01 \text{ мм}$$

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

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

- На виробничі й технологічні потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0744) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,58 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого і технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

- На санітарно-побутові потреби:

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

Отже, приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

4.6 Розрахунок тимчасового електропостачання

За загальною потребою з електроенергії встановлюється тип тимчасової трансформаторної підстанції. Необхідна розрахункова потужність трансформаторної підстанції визначається для максимального споживання електроенергії одночасно всіма споживачами з формули:

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

де α – коефіцієнт втрати потужності у мережі в залежності від їх довжини;

P_c — силова потужність машини чи установки, кВт,

P_m — потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

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

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

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

$\cos\psi$ — коефіцієнт потужності, у середньому приймається 0,75.

Таблиця 4.6

Потреби електроенергії за споживачами

Споживачі	Одиниця виміру	Кількість	Норма на одиницю потужності, кВт	Загальні витрати P_c , кВт	Коефіцієнт попиту, K_{1n}
1	2	3	4	5	6
1. Монтажний кран СКГ-63А	шт.	2	75	150	0,7
2. Монтажний кран СКГ-50	шт.	1	75	75	0,7
2. Монтажний кран Е-125ВБ	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 4.7

Електричне освітлення внутрішнє

Споживачі	Загальна площа, м²	Норма потужності на освітлення 1м², Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	3	4	5
1. Гардеробна з умивальною	70,7	15	1,061
2. Душова з переддушовою	64,8	15	0,972
3. Приміщення для обігріву працівників	9,2	15	0,138
4. Приміщення для відпочинку працюючих	91,2	15	1,368
5. Туалет чоловічий	8,5	15	0,128
6. Туалет жіночий	8,5	15	0,128
7. Їдальня	70,7	15	1,061
8. Контора виконроба	70,7	15	1,061
9. Охоронна будка на в'їзді	8	15	0,12
10. Кабінет техніки безпеки	25,6	15	0,384
11. Приміщення для особистої гігієни жінок	8,5	15	0,128
12. Приміщення для просушки спецодягу	16,2	15	0,243
13. Пункт охорони здоров'я	8,5	15	0,128
14. Закритий склад	42	3	0,126
Разом			7,046

Таблиця 4.8

Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Одиниці вимірювання.	Загальна площа, м ² (довжина, м),	Освітлення, лк	Норма потужності на 1 м ² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгеплану)	м ²	63200	2	0,4	25,28
Площа будівлі (монтажна зона)	м ²	9216	20	3	27,65
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					61,93

$$P = (1,1/0,75) \cdot ((225 \cdot 0,7 + 30 \cdot 0,7 + 1,6 \cdot 0,15 + 0,27 \cdot 0,15 + 35 \cdot 0,35 + 2,4 \cdot 0,15) + 7,046 \cdot 0,8 + 52,97) = 303,03 \text{ кВт}$$

Застосовуємо на майданчику трансформаторну підстанцію КТПН-72М-400, яка має потужність 400 кВт, із трансформатором типу ТМ 400/6/10 масою 2,18 т.

Для прийому та розподілу електроенергії між споживачами на будівельному майданчику приймаємо шафи розподільні серії СП-62 і СПУ-62.

Розрахунок кількості прожекторів на будівельному майданчику виконується за формулою:

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

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

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

S — площа, що освітлюється; $S = 63200 \text{ м}^2$;

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

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

Таким чином, встановлюємо по 2 лампи на одній опорі.

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

$n = 0,2 \cdot 20 \cdot 9216 / 500 = 74 \text{ шт}$, які встановлюються на 14 пересувних освітлювальних щоглах по 5-6 штук.

4.7 Розрахунок тимчасових складів

Таблиця 4.9

. Відомість потреби на стадії монтажу у матеріалах, výroбах, напівfabрикатах

№	Табл. ЕНиР	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потріб. матер.	Од. вим.	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-12	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 6т	100шт	0,24	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,377 0,022 0,3 13,8	24 0,09048 0,00528 0,072 3,312
2	7-5-13	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 8т	100шт	0,32	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,024 0,32 14,8	32 0,14208 0,00768 0,1024 4,736
3	7-5-15	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 15т	100шт.	0,41	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,35 18	41 0,18204 0,01066 0,1435 7,38
4	7-9-14	Укладання підкранових балок масою до 12 т	100 шт.	0,64	-підкр.балки -вироби монт. -електроди	шт. т т	100 3,72 0,35	64 2,3808 0,224
5	7-12-15	Укладання ферм прогоном 24 м	100шт	0,38	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,15 2,52	38 0,057 0,9576
6	7-12-5	Укладання балок прогоном 12м	100шт	0,64	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,1 П	64 0,064
7	7-13-2	Укладка плит покриття довжиною до 6 м, площею до 10 м ²	100 шт.	1,28	-плити -проволока -руберойд -електроди -рогожа -лісоматер. -монт. вироби -бетон -розчин	шт. т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,0148 56,2 0,02 62,9 0,299 0,06 6,6 0,2	128 0,018944 71,936 0,0256 80,512 0,38272 0,0768 8,448 0,256
8	7-13-7	Монтаж плит покриття довжиною 12 м площею до 36 м ²	100шт	2,56	-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	256 0,1024 202,9056 0,0768 244,736 2,1248 0,3328 48,64 1,536
9	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м ²	100шт	6,98	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,1 0,2	698 0,698 1,396

10	7-16-7	Монтаж стінових панелей довжиною більш 7м, площею більш 15м ²	100шт	1,2	-стінові пан. -електроди -монт. вироб	шт. т т	100 0,08 1,4	120 0,096 1,68
11	7-1-15	Монтаж фундаментних балок довжиною 6м	100шт	0,42	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	шт. т т т м ³ м ² м ³	100 0,00276 0,001 0,00934 0,06 5,65 3,05 0,42	42 0,0011592 0,00042 0,0039228 0,0252 2,373 1,281 0,1764
12	7-1-16	Монтаж фундаментних балок довжиною більш 6м	100шт	0,1	-балки -цвяхи -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	шт. т т м ³ м ² м ³	100 0,00558 0,0163 0,065 11,03 2,84 0,52	10 0,000558 0,00163 0,0065 1,103 0,284 0,052
13	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100мп.	6,01	-розчин	м ³	0,84	5,0484

Таблиця 4.10

Зведена відомість потреби у матеріалах, виробках та конструкціях

№	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1.	Колони крайні	шт.	34
2.	Колони середні	шт.	21
3.	Колони фахверкові	шт.	42
4.	Підкранові балки, 12 м	шт.	64
5.	Ферми 24 м	шт.	17
6.	Плити покриття 12×3 м	шт.	256
7.	Фундаментні балки до 6 м	шт.	42
8.	Фундаментні балки до 12 м	шт.	10
9.	Стінові панелі довжиною до 7м, площею до 10 м ²	шт.	698
10.	Стінові панелі довжиною більш 7м, площею до 15 м ²	шт.	120
11.	Стійки воріт	шт.	20
12.	Ригелі воріт	шт.	10
13.	Бетон	м ³	74,081
14.	Розчин	м ³	7,0698
15.	Вироби монтажні	т	6,824
16.	Прокат	т	0,4146
17.	Проволока	м ³	0,121764
18.	Електроди	м ²	1,26502
19.	Лісоматеріали	т	2,85712
20.	Щити	м ²	1,103
21.	Руберойд	т	274,8416
22.	Солідол	т	0,0055528
23.	Цвяхи	м ²	0,0017172
24.	Рогожа	т	325,248

Таблиця 4.11

Розрахунок площ тимчасових складів

№ п./п.	Найменування матеріалів, конструкцій і деталей	Одиниця виміру	Час використання в днях	Потреба		Коефіцієнти		Норма запасу в днях	Запас матеріалів, що підлягає зберіганню	Норма зберігання матеріалу на 1м ² підлоги складу	Розрахункова площа складу, м ²	Коефіцієнти на проходи і проїзди	Загальна розрахункова площа складу, м ²	Прийнята площа складу, м ²	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	нерівномірності надходження матеріалів	нерівномірності використання матеріалів								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Колони	м ³	11,5	336,066	29,223	1,1	1,3	4	167,16	0,80	208,95	1,25	261,18	28×12	відкр.
2	Підкранові балки	м ³	5,5	296,32	53,88	1,1	1,3	2	154,09	0,50	308,17	1,2	369,81	31×12	відкр.
3	Ферми кроквяні	т	11	200,32	18,21	1,1	1,3	2	52,08	0,50	104,17	1,2	125	60×12	
4	Плити покриття	м ³	11	634,88	57,72	1,1	1,3	3	247,6	0,50	495,21	1,2	594,25		відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м ³	30,5	1654,74	54,25	1,1	1,3	5	387,91	1,00	387,91	1,2	465,5	39×12	відкр.
6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	42	1,26502	0,0301	1,1	1,3	5	0,215	0,50	0,431	1,2	0,517	7×6	закр.
7	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	42	6,824	0,162	1,1	1,3	5	1,162	0,70	1,66	1,2	1,991		закр.
8	Дріт сталевий і цвяхи	т	11	0,1234812	0,0112	1,1	1,3	5	0,0803	2,50	0,032	1,2	0,039		закр.
9	Металопрокат	т	11,5	0,4146	0,036	1,1	1,3	5	0,258	1,50	0,172	1,2	0,206	9×10	навіс
10	Дошки обрізні із хвойних порід	м ³	22,5	2,85712	0,127	1,1	1,3	5	0,908	1,25	0,726	1,2	0,872		навіс
11	Руберойд підкладочний з пиловидною підсипкою РПП-300Б	м ²	11	274,842	24,99	1,1	1,3	5	178,65	2,50	71,46	1,2	85,75		навіс
12	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м ²	11	1,103	0,1	1,1	1,3	5	0,717	20,00	0,036	1,2	0,043		навіс

4.8. Опис будгенплану

Будгенплан створено для етапу монтажу. На цьому плані показано контури будівлі, виділено зону для монтажу та зони, де небезпечно працювати з краном. Зона монтажу, де є ризик падіння вантажу під час встановлення та фіксації елементів, включає територію на відстані 5 метрів від краю будівлі (цікаця стосується монтажу верхньої стінової панелі). На плані вона позначається штриховою лінією, а на місці — попереджувальними знаками та написами. Використання крана під час монтажу конструкцій у монтажній зоні регулюється спеціальним нарядом-допуском. Робоча зона для кожного крана визначається радіусом максимального вильоту стріли; позначаємо її на окремих місцях стоянки кожного з кранів. Небезпечна зона — це область, де може впасти вантаж під час його переміщення, враховуючи можливе розсіювання при падінні. Межу цієї зони визначаємо відстанню по горизонталі від стоянки крану за формулою:

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

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

Для тимчасових доріг на майданчику ми використовуємо дороги, які будуються в підготовчий період. Ці дороги можуть бути односторонніми (ширина 3,5 метри) або двосторонніми (ширина 6 метрів). Радіус вигинів на поворотах становить 8 до 12 метрів (з урахуванням потреби проїзду великих транспортних засобів — 18 до 30 метрів). Відстань між дорогами і складом має бути не менше 0,5 метра, а між дорогою та огороженням — не менше 1,5 метра. Тут дороги навколо будівлі зроблені з бетонних плит, а інші — насипні. У зонах, де працюють крани та в інших небезпечних місцях, ставимо знаки, які попереджають про небезпеку і обмежують швидкість. Розміщення конструкцій та матеріалів відбувається на тимчасових майданчиках для складування.

Тимчасові адміністративні та побутові будівлі розміщуємо поза небезпечною зоною, біля входу на будмайданчик, створюючи побутове містечко. Відстань між сусідніми будівлями повинна бути не менше 1,5 метра. Відстань між групами будівель має перевищувати 10 метрів. Відстань від дороги — не менше 1,5 метра.

Схематично зображені тимчасові електромережі, в яких видно трансформаторні станції та розподільчі шафи. Радіус обслуговування однієї розподільчої шафи складає 25 метрів. На будівельному майданчику є кабельні системи освітлення та силового електропостачання. Для роботи електродвигунів і технічних потреб ми використовуємо струм 380 В, а для освітлення — 220 В. Кабельні мережі прокладаються на глибині 0,8 м.

Система водопостачання організована за кільцевим принципом. Пожежні гідранти встановлюються не далі ніж 100 метрів один від одного, від дороги — не більше 1,5 метра, а від будівлі — не ближче ніж 5 метрів. Питні фонтанчики ставляться на відстані до 75 метрів від робочих місць і в побутовому містечку.

4.9 Техніко-економічні показники будгенплану

У дипломному проекті при проектуванні будгенплану визначаються такі техніко-економічні показники:

1. Коефіцієнт забудови:

$$K_3 = F_2 / F_1 = 9216 / 63200 = 0,146;$$

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

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

2. Коефіцієнт використання площі території визначається з формули:

$$K_{вик} = (F_2 + F_{м.б.}) / F_1 = (9216 + (607,5 + 7050)) / 63200 = 0,267;$$

де $F_{м.б.}$ — площа, яку зайнято тимчасовими будівлями й спорудами, залізницями та автодорогами.

3. Довжина тимчасових доріг складає 1080 м;

довжина тимчасових мереж водопостачання — 845 м;

довжина тимчасових мереж електропостачання — 1870 м.

4.10 Заходи з техніки безпеки та охорони праці

Безпека монтажних робіт.

Елементи конструкцій, які монтують, під час транспортування потрібно тримати так, щоб не допустити їх розтягування та обертання за допомогою гнучких розтяжок. Після встановлення у заплановане місце ці елементи мають бути закріплені, щоб зберігати їх форму і стійкість. Тимчасові розтяжки для монтажованих конструкцій слід фіксувати на надійних опорах. Розтяжки повинні бути розташовані поза межами руху транспорту й будівельних машин.

Навісні драбини й інші потрібні пристрої для монтажу слід встановлювати й закріплювати на конструкціях до їх підйому. Драбини, які вищі за 5 метрів, мають бути оснащені пристроями для закріплення запобіжного пояса (наприклад, канатами з уловлювачами), огорожені металевими дугами і закріплені на конструкціях. Під час монтажу працівники повинні стояти на підмостках або на конструкціях, які вже закріплені.

Перед початком монтажних робіт потрібно визначити, як обмінюватися умовними сигналами між людиною, що керує монтажем, та машиністом крана. Усі

сигнали подає одна особа (бригадир, ланковий, такелажник). Лише сигнал «Стоп» має право подавати будь-який працівник, який помітив загрозу.

Якщо монтажована конструкція не видна машиністу крана, необхідно забезпечити надійний зв'язок між ним і монтажниками. Якщо це неможливо, слід призначити посередників із числа стропальників.

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

Роботи із пересування та встановлення великих конструкцій потрібно зупиняти, якщо швидкість вітру перевищує 10 м/с.

До самостійного виконання верхолазних робіт допускаються особи від 18 років, які пройшли навчання з охорони праці, медичний огляд і підходять для цих робіт. Вони також мають мати не менше року досвіду у верхолазних роботах і тарифний розряд не нижче третього. Перший рік ті, хто тільки починає працювати на висоті, повинні працювати під наглядом досвідчених працівників, призначених керівником.

Фарбування та антикорозійний захист конструкцій і обладнання, якщо це відбувається на будівельному майданчику, потрібно виконувати перед підйомом конструкцій на проектну висоту. Після підйому таких конструкцій фарбування або захист від корозії дозволено робити тільки в місцях з'єднань і стиків конструкцій.

Безпека електрозварювальних робіт.

До проведення електрозварювальних робіт можуть допускатися лише особи, які мають вік не менше 18 років. Ці люди повинні пройти медичний огляд, отримати спеціальну підготовку, а також підтвердити свої теоретичні знання і практичні навички з певних методів зварювання та визначених видів робіт. Вони повинні скласти екзамен перед атестаційною комісією і мати відповідне посвідчення. Електрозварювальники також повинні мати групу з електробезпеки не нижче II.

До виконання електрозварювальних та газополумєневих робіт на висоті 5 метрів і вище допускаються лише ті зварювальники, які пройшли спеціальний медичний огляд, мають досвід роботи на висоті не менше року і займають посаду зварювальника не нижче III категорії.

Металеві елементи електрозварювального обладнання повинні бути без напруги, а також потрібно, щоб зварені вироби були заземлені..

Безпека переміщення і складування вантажів.

При виконанні робіт із завантаження та розвантаження не можна використовувати стропи для вантажу, який не стійкий. Перед початком завантаження або розвантаження панелей, блоків та інших бетонних конструкцій

необхідно перевірити і очистити монтажні петлі від бетону. Також перед роботою потрібно підбирати вантажозахватні пристрої в залежності від ваги та особливостей вантажу, який піднімається. Стропи повинні вибиратися так, щоб кількість гілок і довжина була такою, щоб кут між ними не перевищував 90 градусів, а також щоб відповідали вантажопідйомності підйомного засобу. Перед підйомом вантажу стріловими кранами слід перевірити стан вантажопідйомності та, згідно з інструкцією, встановлений машиністом виліт стріли, який відповідає вазі вантажу.

Вантаж слід укладати рівно, дотримуючись визначених розмірів для складування і не заважаючи проходам і під'їздам. Матеріали та конструкції потрібно ставити на рівні площадки і вживати заходи для запобігання їх зміщенню, осіданню, падінню та коченню. Склади повинні мати стоки для відведення води. Складування матеріалів на насипних та неуцільнених ґрунтах заборонено. Розміщувати конструкції та матеріали на будівельному майданчику та робочих місцях треба так:

- стінові панелі – у касети чи піраміди;
- плити перекриття – у штабелі не вище 2,5 м на підкладках;
- колони та підкранові балки – у штабелі до 2,0 м на підкладках;
- кроквяні та підкроквяні ферми – на металевих кондукторах;
- дрібносортовний метал – у стелажі не вище 1,5 м.

Коли автомобілі стоять на майданчиках для вантаження та розвантаження, то відстань між ними повинна бути не менше 1,0 м, а між тими, що стоять поряд — не менше 1,5 м. Якщо вантажний автомобіль близько до будівлі, то відстань між ним і заднім бортом або краєм вантажу повинна бути не менше 0,5 м. Між автомобілем і штабелем вантажу також повинно бути не менше 1,0 м.

Організація безпечної роботи на будівельному майданчику.

Внутрішні автомобільні дороги на будівельних об'єктах повинні мати відповідні знаки, які визначають порядок пересування автомобілів і будівельних машин з урахуванням Правил дорожнього руху в Україні. Максимальна швидкість транспорту поруч із місцями виконання робіт не може перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

Будівельні майданчики, зони робіт і місця, де люди працюють, а також проїзди і шляхи до них, повинні бути освітлені вночі, але так, щоб не сліпити працівників. Освітлення має бути виготовлене так, щоб не виникав ризик удару електричним струмом. Робота в тих місцях, де освітленість не відповідає стандартам, заборонена.

ВИСНОВКИ

Бакалаврська робота «Проектування ливарно-формовочного цеху» виконана на 6 аркушах креслень та на 93 сторінках розрахунково-пояснювальної записки, яка складається з 4 основних розділів.

У основу роботи покладено проектування промислового цеху із збірних залізобетонних та металевих конструкцій. Ливарне виробництво — це спосіб виготовлення частин з розплавленого металу або інших матеріалів. Ці матеріали заливають у спеціальну форму, яка має порожнину, що відповідає формі частини.

Район будівництва – м. Одеса.

Будівля одноповерхова промислова каркасна, складається із 5 виробничих прольотів, які йдуть в одному напрямку, а також прибудови (адміністративно-побутовий корпус).

Кожен проліт обладнано мостовими кранами, потужність яких відповідає вимогам проекту; висота кранів залежить від типу колон.

У рядах «М» та «8» розташовані температурні шви між двома парними колонами.

Відстань між колонами в окремій залізобетонній будівлі (АПК) становить 6 метрів.

Архітектурно-будівельний розділ складено з короткого викладення технологічного й функціонального процесів, розрахунки параметрів генплану, опис об'ємно-планувального та конструктивних рішень, теплотехнічний розрахунок стінового огороження, опис конструктивних рішень щодо оздоблення. На аркушах 1-3 представлені генеральний план майданчика, фасади, план на відм. 0,000, а також поздовжній та поперечний розрізи, розріз по стіні.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано розрахунок збірної залізобетонної безрозкісної ферми прольотом 24 м. В даному розрахунку визначено навантаження, зусилля в перерізах, а потім — їх армування. Клас бетону було задано перед початком розрахунку. Для ферми було призначено

клас С 42/50 (В50). На відповідному аркуші (аркуш 4) представлені креслення ферми Ф-1, відомості витрат сталі, специфікації арматурних виробів.

У роботі також виконано порівняння варіантів засобів механізації (див. п. 3.2.2). Із аналізу техніко-економічних показників визначено, що більш прийнятним варіантом буде 1-й – за схемою «кран-баддя» у порівнянні із альтернативним варіантом (автобетононасос).

В технологічному розділі виконано опис технології зведення стовпчастих фундаментів будівлі. На відповідному (аркуш 5) кресленні представлено технологічну карту на монтаж даний процес. За ведучу машину прийнято автокран КС-2561Е із стрілою 12 м

Також було виконано необхідні розрахунки з організації будівельно-монтажних робіт, зокрема визначено потреби в площах складів, тимчасових будівель і споруд, визначено витрати води й електроенергії.

На основі визначених обсягів робіт та комплектації ланок робітників складено мережевий і лінійний календарні графіки. Також розроблено будівельний генеральний план.

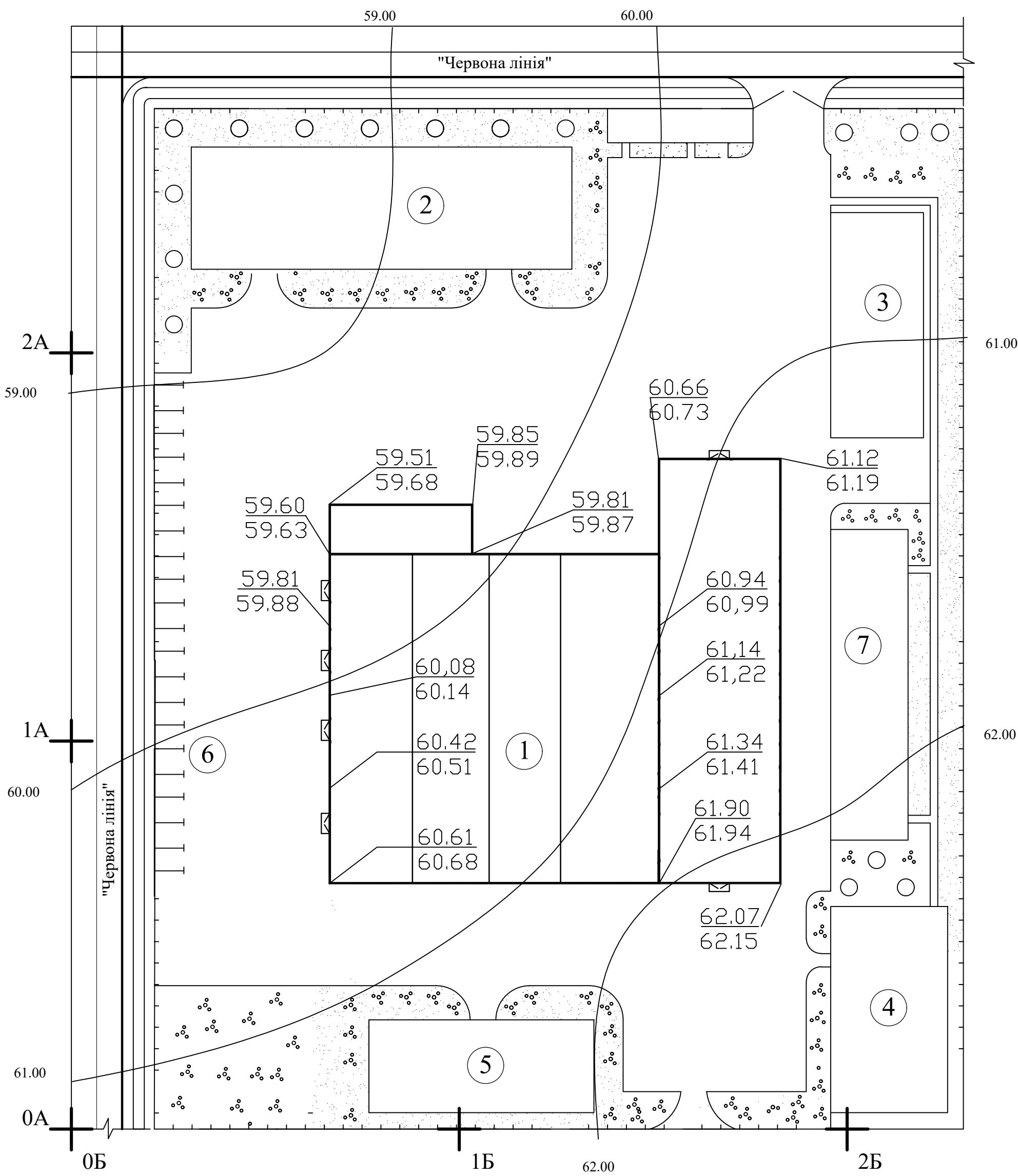
Отож, розділ з технології і організації будівельного виробництва представлено відповідно на 5-му та 6-му аркушах. З них слідує, що будівництво виконується 234 дні, ведення робіт відбувається в одну та частково у дві зміни. Максимальна кількість робітників на будівництві – 82 людини, середня чисельність у ході будівництва – 27.

У розділі з організації будівництва розглянуті питання з охорони праці – зокрема складено перелік заходів щодо безпеки праці для ведення будівельно-монтажних робіт та процесів.

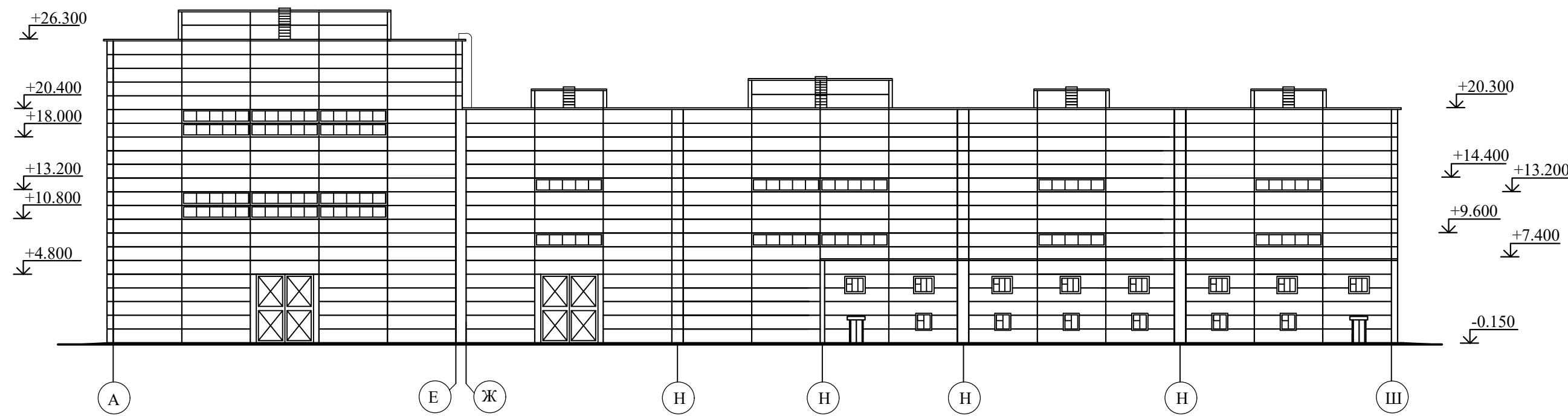
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.1.2-2-2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Видання офіційне. – К. : Мінбуд України, 2006. – 60.
2. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 48 с.
3. ДБН Б.1.1-4-2009. Склад, зміст, порядок розроблення, погодження та затвердження містобудівного обґрунтування.
4. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016.
5. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
6. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель. – К.: Мін буд України, 2006.
7. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану.
8. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій.
9. ДСТУ Б А.2.4-6:2009. СПДБ. Правила виконання робочої документації генеральних планів.
10. ДСТУ Б А.3.2-13: 2011. Системи стандартів безпеки праці. Будівництво. Електробезпека. Загальні вимоги (ГОСТ 12.1.013-78, MOD).
11. ДБН В.2.8-3-95. Будівельна техніка, оснастка, інвентар та інструмент. Технічна експлуатація будівельних машин.
12. ДБН В.2.5-56:2014. Системи протипожежного захисту.
13. НАПБ А.01.003-2009. Правила улаштування та експлуатації систем оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей в будинках та спорудах.
14. ДСТУ EN 13501-1:2016. Пожежна класифікація будівельних виробів і будівельних конструкцій.
15. ДСТУ-Н Б А.3.1-16:2013. Настанова щодо виконання зварювальних робіт при монтажі будівельних конструкцій. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014.
16. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник / А.М. Павліков – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.

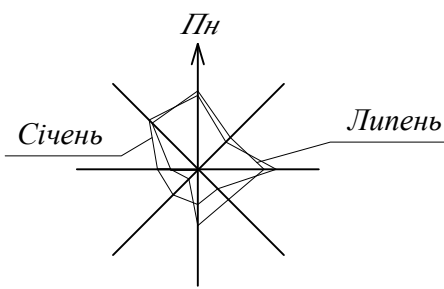
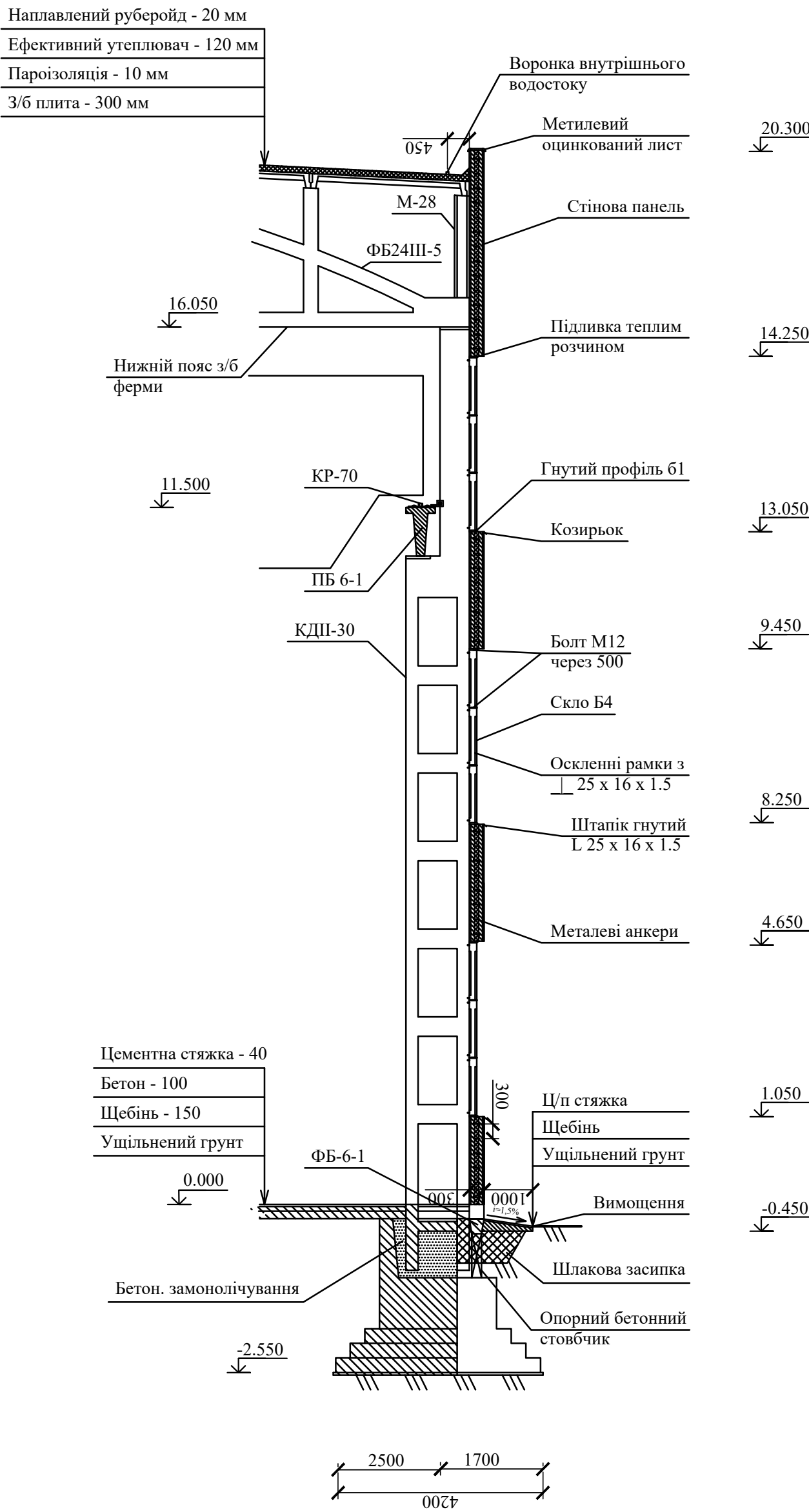
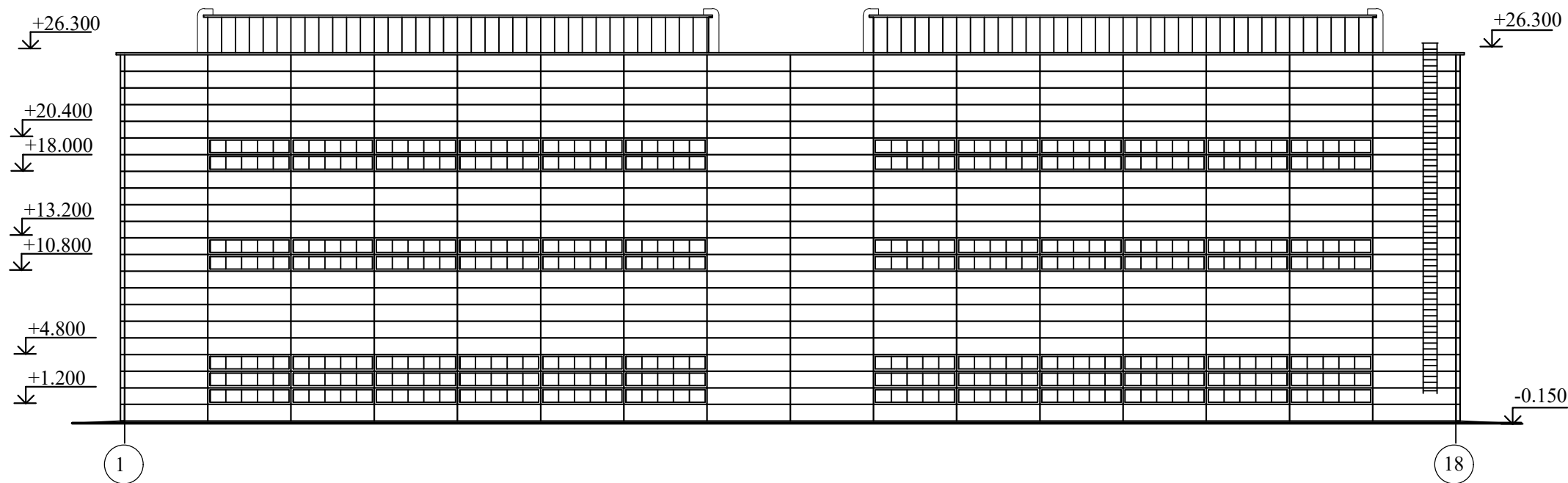
17. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнєцов та ін.; За ред. А.Я.Барашикова. – К.: Вища шк., 1995. – 594с.
18. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016
19. ДСТУ 7239:2011. Система стандартів безпеки праці. Засоби індивідуального захисту. Загальні вимоги та класифікація. Видання офіційне. – К.: ДЕРЖСПОЖИВСТАНДАРТ УКРАЇНИ, 2011
20. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012.
21. НПАОП 0.00-1.15-07. Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті. – К.: Державний комітет України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду, 2007.
22. НПАОП 28.52-1.31-13. Правила охорони праці під час зварювання металів. – К.: Міністерство надзвичайних ситуацій України, 2013.
23. ДСТУ Б А.3.2-15:2011. Система стандартів безпеки праці. Норми освітлення будівельних майданчиків (ГОСТ 12.1.046-85, MOD). Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012.
24. НПАОП 0.00-1.80-18. Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання. – К.: Міністерство соціальної політики України, 2018
25. Барч И.З. Строительные краны. – К.: Будівельник, 1974.
26. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення.
27. ДБН В.2.6-33:2008. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією.
28. ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів. Настанова.
29. ДБН Д.1.1-2-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. – К.: НДІБВ, 2002.
30. ДБН Д.2.7-2-2000. Ресурсні елементні кошторисні норми на експлуатацію машин та механізмів. – К.: НДІБВ, 2001.
31. ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об'єктів.
32. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва



Фасад А - Ш



Фасад 1 - 18

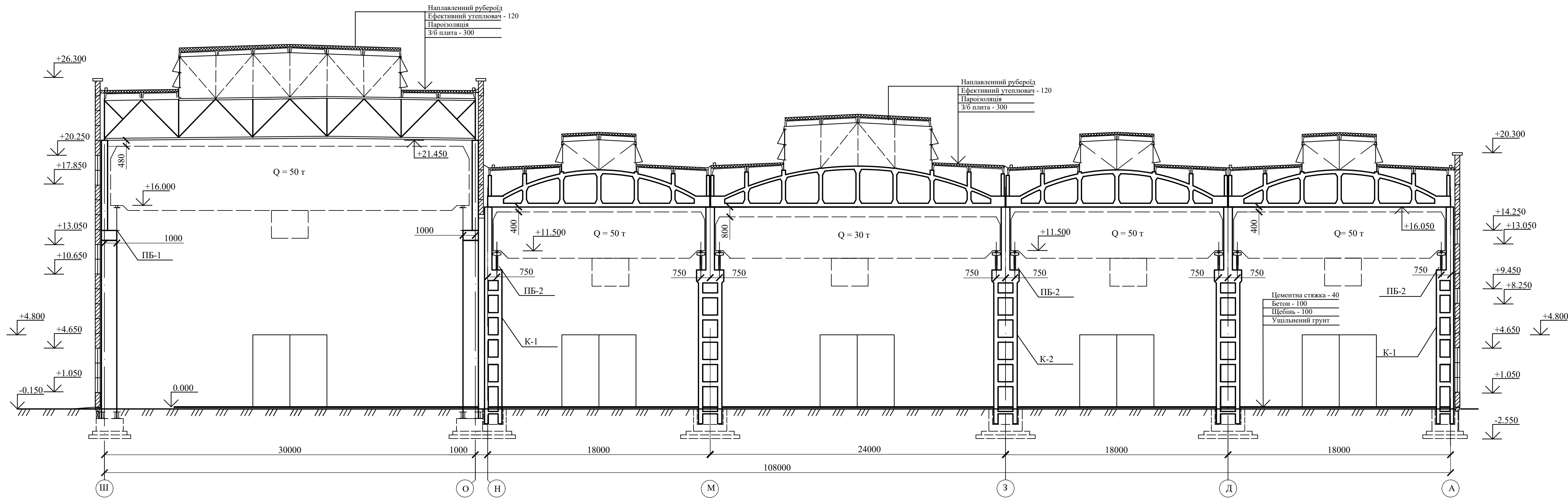


Експлікація будівель і споруд

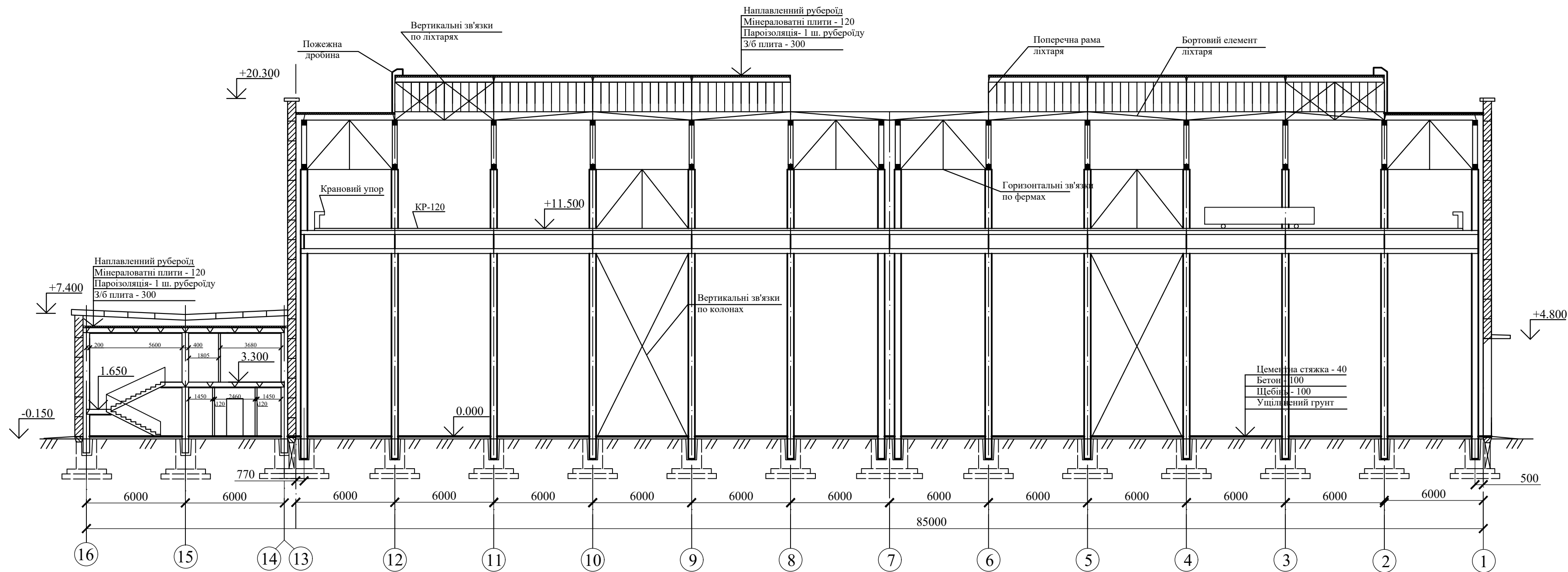
Номер на плані	Найменування	Координати кута буд. сітки
1	Виробнича будівля	
2	Заводоуправління	
3	Гараж	
4	Допоміжна будівля	
5	Майданчик для відпочінку	
6	Автостоянка	
7	Склад	

КНУ.БР.192.25.185с.07.АР					
Місто Одеса, промислова зона					
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата
Карієчик	Паливода				06.25
Дипломник	Джулай				06.25
Консульт.	Паливода				06.25
Зав. каф.	Валовой				06.25
Н. контроль	Паливода				06.25
Проектування ливарно-формовочного цеху				Стадія	Аркуш
				БР	1
Генплан. Експлікація будівель і споруд. Фасади А-Ш, 1-18. Розріз по стіні.				Аркушів	6
				Кафедра ПЦМБ гр. БІ-21	

Розріз 1-1

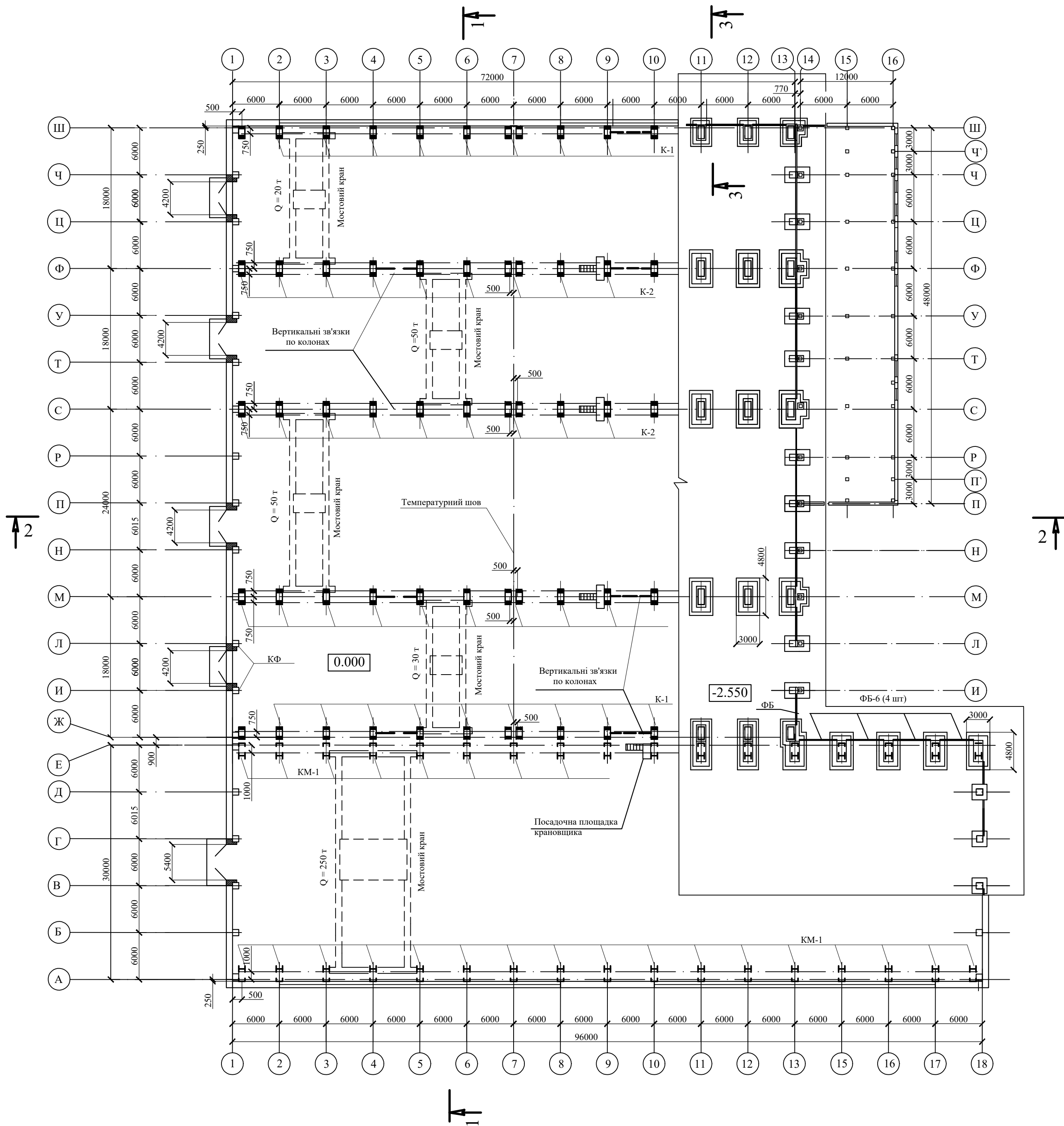


Розріз 2-2

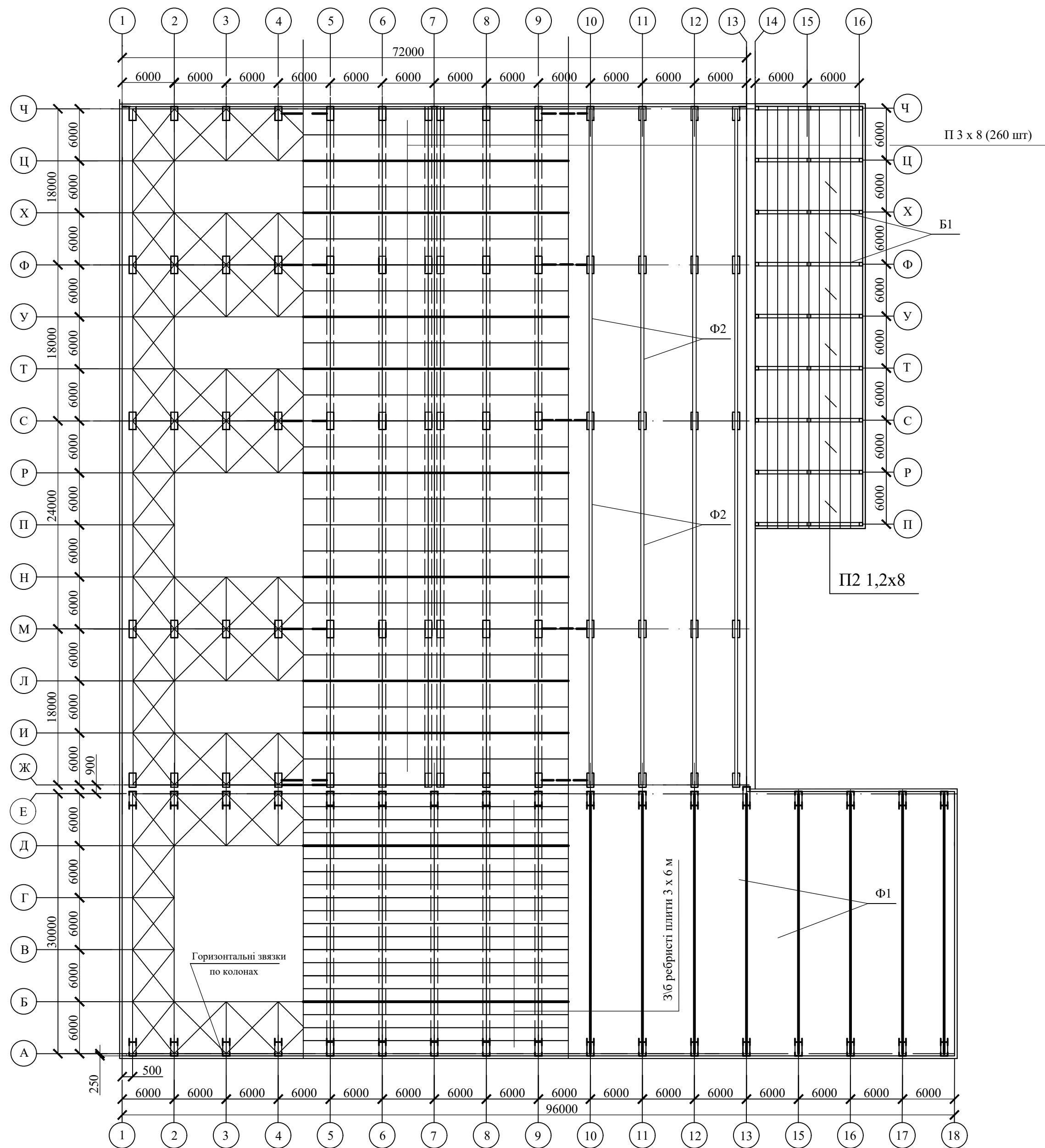


						КНУ.БР.192.25.185с.07.АР					
						Місто Одеса, промислова зона					
Зм.	Кільк	Арк.	№ док.	Підпис	Дата	Проектування ливарно-формовочного цеху			Стадія	Аркуш	Аркушів
Корієник	Паливода								БР	2	6
Дипломник	Джулай										
Консульт.	Паливода										
Зав. каф.	Валовой					Розріз 1-1, розріз 2-2			Кафедра ПЦМБ		
Н.контроль	Паливода								гр. БІ-21		

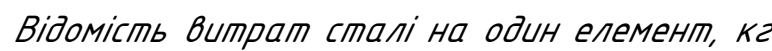
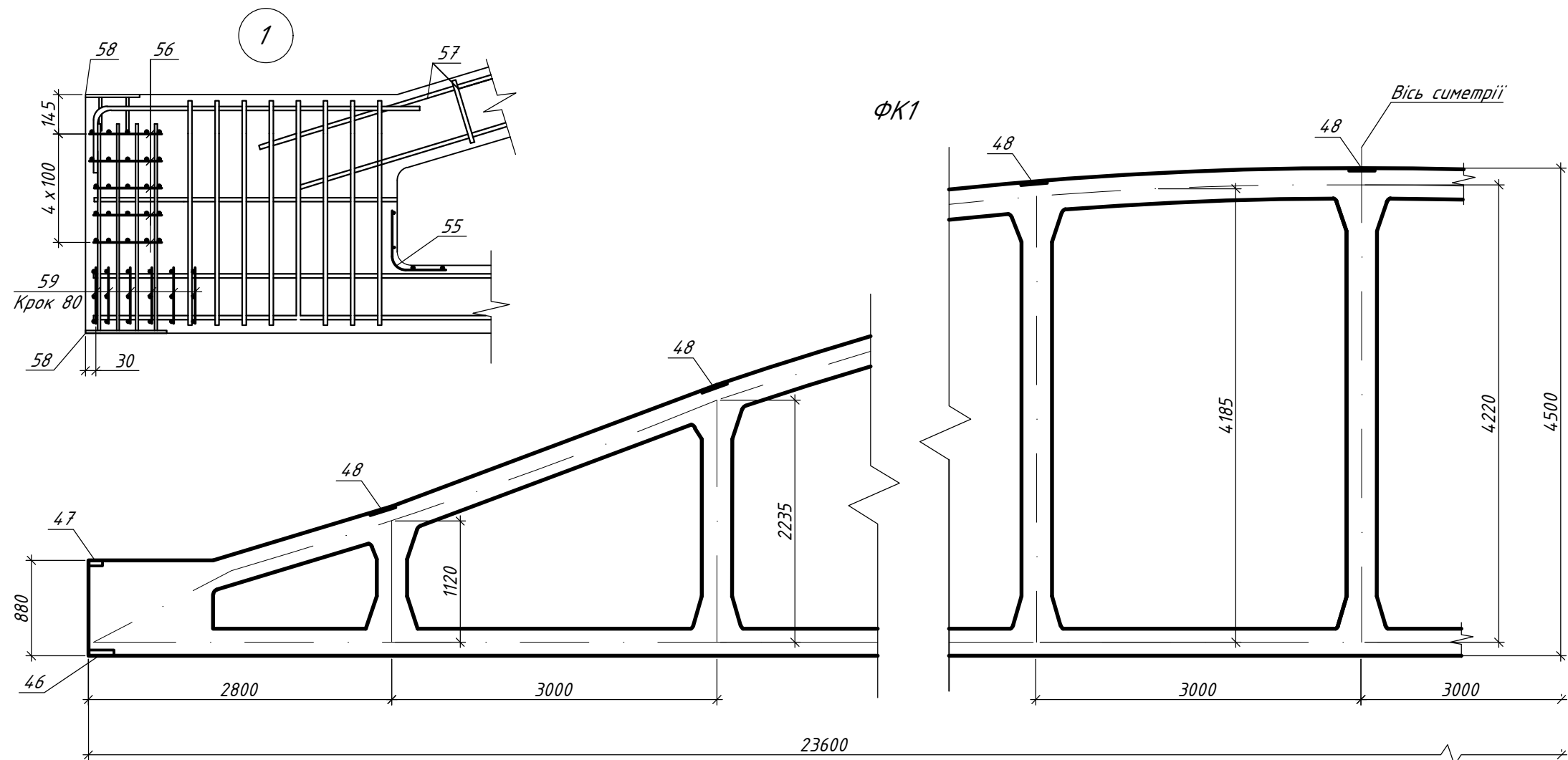
План на відм. +13.050



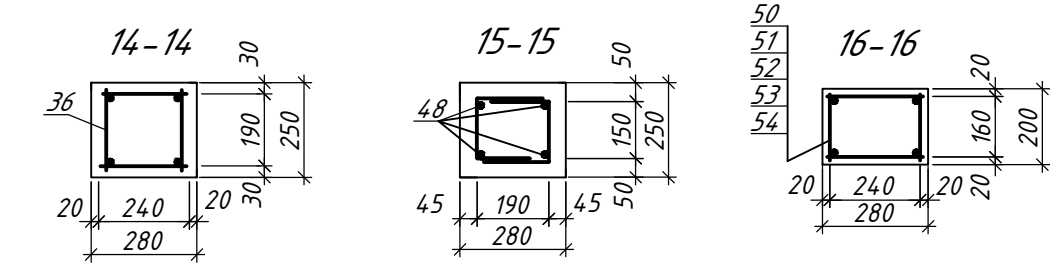
Суміщений план крокв, зв'язків та плит покриття



КНУ.БР.192.25.185с.07.АР					
Місто Одеса, промислова зона					
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата
Керівник	Паливода				
Дипломник	Джулай				
Консульт.	Паливода				
Зав. каф.	Валовой				
Н.контроль	Паливода				
Проектування ливарно-формовочного цеху				Стадія	Аркуш
План на відм. +13.050. Суміщений план крокв, зв'язок та плит покриття				БР	3
				Аркушів	
				6	
				Кафедра ПЦМБ	
				гр. БІ-21	



Поз.	Ескиз
13	
25	
26	
27	
50, 51, 52, 53, 54	
33	
4.7	
51	



Примітки:
1. Даний аркуш розглядати
спільно з аркушами 1, 2, 3, 5, 6.

Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Прим.
		<u>Збірні одиниці</u>		
36	Кп 7	Каркас просторовий	2	
37	Кп 8	Каркас просторовий	2	
38	Кп 9	Каркас просторовий	2	
39	Кп 10	Каркас просторовий	2	
40	Кп 11	Каркас просторовий	2	
41	Кп 12	Каркас просторовий	2	
42	Кп 13	Каркас просторовий	1	
43	Кр 7, Кр 7н	Каркас плоский	4	по 2 шт
44	С 7	Сітка арматурна	4	
45	С 8	Сітка арматурна	20	
46	М 7	Виріб закладний	13	
47	М 8	Виріб закладний	2	
		<u>Деталі</u>		
48		Ø8Вр -II l=29500	4	
49	Кз 6	Ø10А -III l=1000	6	
		<u>Матеріали</u>		
		Бетон класу С 42/50	5,0	м ³

Марка	Поз.	Наименования	К/лжк.	Маса 1 од., кг	Маса вирубукж
Кп 8, Кп 9, Кп 10, Кп 11, Кп 12, Кп 13	50	Ø6 А-I, l=250	103	0,0556	73,28
	51	Ø12 А-III, l=845	4	0,75	
	52	Ø6 А-I, l=170	103	0,038	
	53	Ø12 А-III, l=2150	4	1,9092	
	54	Ø12 А-III, l=3100	4	2,753	
	55	Ø12 А-III, l=3700	4	3,286	
	56	Ø12 А-III, l=4000	4	3,552	
Кп 7	57	Ø12 А-III, l=4150	4	3,69	70,87
	58	Ø6 А-III, l=220	85	0,05	
	59	Ø12 А-III, l=17700	4	15,72	
Кр 7, Кр 7н	60	Ø6 А-III, l=200	85	0,044	13,508
	61	Ø10 А-III, l=1020	2	0,629	
С 7	62	Ø10 А-II, l=800	25	0,49	1,166
	63	Ø6 А-I, l=590	7	0,13	
С 8	64	Ø6 А-I, l=1440	8	0,032	2,77
	65	Ø6 А-I, l=590	13	0,13	
М 7	66	Ø6 А-I, l=2440	2	0,54	16,1
	67	Ø14 А-II, l=650	8	0,79	
М 8	68	- 10x250x300	2	4,89	3,48
	69	Ø14 А-II, l=140	2	0,17	
	70	- 10x100x200	2	1,57	

						КНУ.БР.192.25.185с.07.АР				
						Проектування ливарно –формовочного цеху		Стадін	Маса	Масштаб
Зм	Кільк	Арк	№доку	Підпис	Дата			п		1:400; 1:200; 1:100; 1:50; 1:20; 1:10
Керівник	Паливода				06.25	Ферма Ф -1. Каркаси, виробі, специфікація		Архшук 4		Архшуків 6
Дипломник	Джулай				06.25			Кафедра ПЛЧМБ гр. БІ-21		
Консулт.	Валодя				06.25					
Зав. каф.	Паливода				06.25					
Н.контроль	Паливода				06.25					

The diagram is a detailed architectural floor plan of a large rectangular building. The plan is defined by a grid system. The vertical grid lines are labeled with letters A through Q, and the horizontal grid lines are labeled with numbers 1 through 15. The building has a main rectangular section and a smaller rectangular extension on the right side. The dimensions are as follows:

- Vertical spacing between grid lines: 24000 units.
- Main horizontal length: 96000 units.
- Extension horizontal length: 25500 units.

The plan shows the layout of columns and walls. The columns are represented by small squares. The walls are represented by thick lines. The extension on the right side is a smaller rectangular area that is 25500 units wide and 24000 units high. A small detail of a corner is shown on the right side of the extension.

[illegible]

1. Перед початком виконання бетонних робіт керівник робіт зобов'язаний:
 - перевірити стійкість, міцність, справність підтримуючих лісів, конструкцій опалубки, огорожень;
 - забезпечити працівників засобами захисту
2. Робота змішувальних машин повинна здійснюватися з дотриманням таких вимог:
 - очищення прямики для завантажувальних ковшів має здійснюватися після надійного закріплення ковша в підйомному положенні
 - очищення барабанів і корит змішувальних машин допускається тільки після зупинки машини і зняття напруги
3. При виконанні робіт, пов'язаних із заготівлею арматури, необхідно:
 - складати арматуру в спеціально відведені для цього місця
4. Кожної робочої зміни перед початком укладання бетону в опалубку необхідно перевіряти стан тари, опалубки і засобів підйомування. Виявлені несправності слід негайно усувати.

Найменування	Од. виміру	Показник
Питома трудомісткість	люд-год/м³	3,99
Питома собівартість	грн/м³	203,76
Тривалість робіт	дні	25

№	Машини	Кільк	Інструменти	Кільк
1	Вантажівка МА3-503	1	Нівелір НВ-3	1
2	Автобетонозмішувач СБ-69	6	Теодоліт ТТ-2	1
3	Автокран КС-2561Е	1	Шнур	3
4	Глибинний вібратор ВЕРБ-67	1	Рулетка РЗ-20	1
5	Зварний трансформатор ТСП-2	1	Молоток	1
6			Ножовка	1
7			Лопата совкова	2
8			Лопата штикова	2
9			Топор	1
10			Вісок	1

№ з/п	Операції, які підлягають контролю	Контроль якості виконання операцій			
		склад	спосіб	залучені служби	необхідні засоби
1	2	3	4	5	6
1.	Підготовчі роботи, установка опалубки	відповідність проекту і якості опалубочних щитів, правильність збирання елементів опалубки	візуально	майстер, геодезист	нівелір, сталый метр, висок
		дотримання проектних розмірів і відміток, Горизонтальність і вертикальність елементів опалубки, якість кріплень	візуально		

№ бригади	№ ланки	Спеціальність	Розряд	Кількість робітників цього розряду у ланці бригади	
1	1	Арматурник Арматурник	4 2	1 3	4 4
2	1, 2	Тесляр Тесляр	4 3	1 1	2 4
3	1	Бетонник Бетонник	3 2	1 3	4 4
4	1, 2	Ізольовальник Ізольовальник	4 2	1 1	2 4

2-2

МА3-503

КС-2561Е

Арматура

Опалубка

5000

5000

500

-5.550

СБ-69

КС-2561Е

Балда

Підмости

Приймальна драбина

3 м

2,55

5000

5000

Не більше ніж

Technical drawing of the 'Prigorodnyy' (Suburban) type of house. The drawing includes a plan view (top) and a section view (bottom).

Plan View (Top):

- Overall width: 2700 mm
- Main body width: 2100 mm
- Inner width: 1500 mm
- Inner width: 1050 mm
- Inner width: 1000 mm
- Inner width: 900 mm
- Section line: 4-4

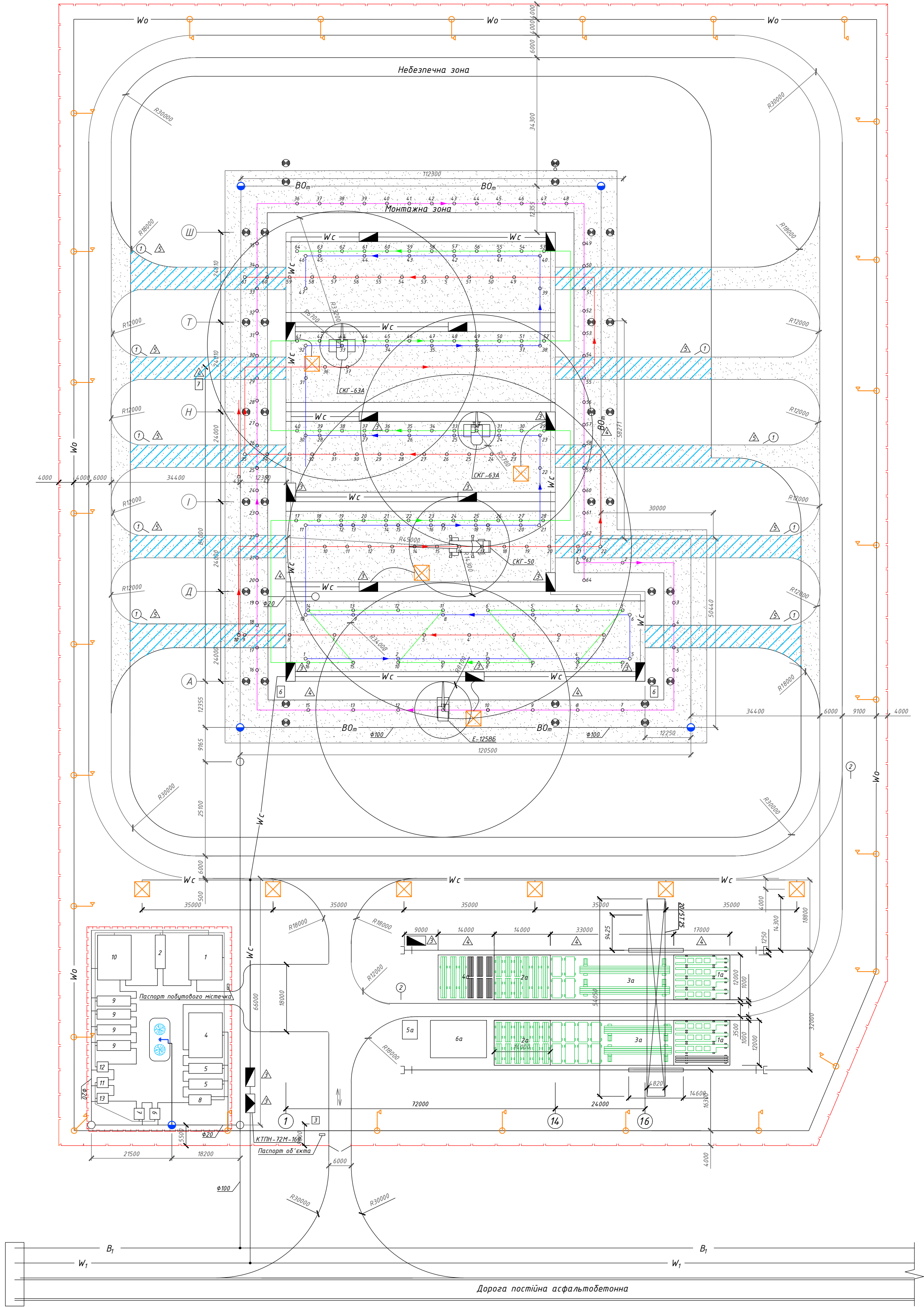
Section View (Bottom):

- Section line: 4-4
- Overall height: 1800 mm
- Main body height: 1500 mm
- Porch height: 300 mm
- Labels: Просторный каркас К-1, Сетка С-1, Сетка С-2
- Dimensions: 300, 900, 300, 2100, 2700, 300

Figure 1 is a line graph showing the evolution of the dimensionless parameter Q as a function of the dimensionless time t for $L_c = 12M$. The x-axis represents t and ranges from 2 to 12 with major ticks every 2 units. The y-axis represents Q and ranges from 0 to 14 with major ticks every 2 units. A single curve starts at $Q = 3r$ (approximately 12.5) at $t = 2$ and decreases monotonically. Specific points on the curve are labeled with values: 2.1 at $t \approx 6.5$, 1.2 at $t \approx 9.5$, and 0.6 at $t \approx 10.5$.

						КНУ.БР.192.25.185с.07.ТБВ			
						Місто Одеса, промислова зона			
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата				
Керівник	Паливода				06.25	Проекування ливарно-формовочного цеху		Стадія	Аркуш
Діловод	Джулай				06.25			БР	2
Консулт.	Паливода				06.25				7
Зав. каф.	Валовой				06.25	План фундаментів. Схеми робіт. ТЕП Календарний план		Кафедра ПЦМБ гр. ІІ-21	
Н.контроль	Паливода				06.25				

Будгенплан



Умовні позначення	
Символ	Найменування
[Symbol]	Тимчасові адміністративні, побутові і складські будівлі
[Symbol]	Тимчасові відкриті склади
[Symbol]	Огородження території будівництва (інвентарне)
[Symbol]	Огородження побутового майдану (різні частини дерев'яні)
[Symbol]	Постійна автодорога
[Symbol]	Тимчасова дорога із залізобетонних плит
[Symbol]	Тимчасова дорога підстила з шпалу
[Symbol]	Небезпечні ділянки тимчасових доріг
[Symbol]	Робоча зона кранів
[Symbol]	Небезпечна зона кранів
[Symbol]	Трансформаторна підстанція
[Symbol]	Розподільна шафа
[Symbol]	Проекція на інвентарні підпори
[Symbol]	Постійна лінія електропостачання
[Symbol]	Тимчасова силова лінія електропостачання
[Symbol]	Тимчасова освітлювальна лінія електропостачання
[Symbol]	Перехідна освітлювальна щогла
[Symbol]	Водопровідний колодезь
[Symbol]	Покритий водопровід
[Symbol]	Покритий водопровід
[Symbol]	Фотометричний пункт
[Symbol]	Освітлювальний знак

Графік роботи механізмів

№ з/п	Найменування	Марка	Місяць	Початок роботи	Закінчення роботи
1	Бульдозер	ДЗ-19	1	20.01.25	20.01.25
		ДЗ-19	3	21.01.25	22.01.25
		ДЗ-19	1	22.04.25	20.05.25
2	Екскаватор	ЭО-4122	2	22.01.25	10.04.25
3	Каток	ДЧ-50	3	22.04.25	20.05.25
4	Кран	КС-256Н	2	3.04.25	20.04.25
		СКГ-63А	1	7.05.25	24.05.25
		СКГ-63А	1	16.05.25	23.05.25
		СКГ-50	1	20.05.25	3.06.25
		Е-12586	1	23.05.25	8.07.25
5	Лілька	ЛБ-100-300	1	13.10.25	1.12.25
6	Зварювальний трансформатор	ТД-3092	1	3.04.25	28.04.25
		ТД-3092	2	7.05.25	8.07.25
7	Вібратор	ВБ-47	2	3.04.25	20.04.25

Техніко-економічні показники календарного графіку

№ з/п	Найменування	Одиниця виміру	Значення
1	Тривалість будівництва	дні	231,5
2	Коефіцієнт щільності потоку		0,427
3	Коефіцієнт ступеня робіт		0,416
4	Коефіцієнт змінності		1,99
5	Коефіцієнт нерівності руху робітників		2,83

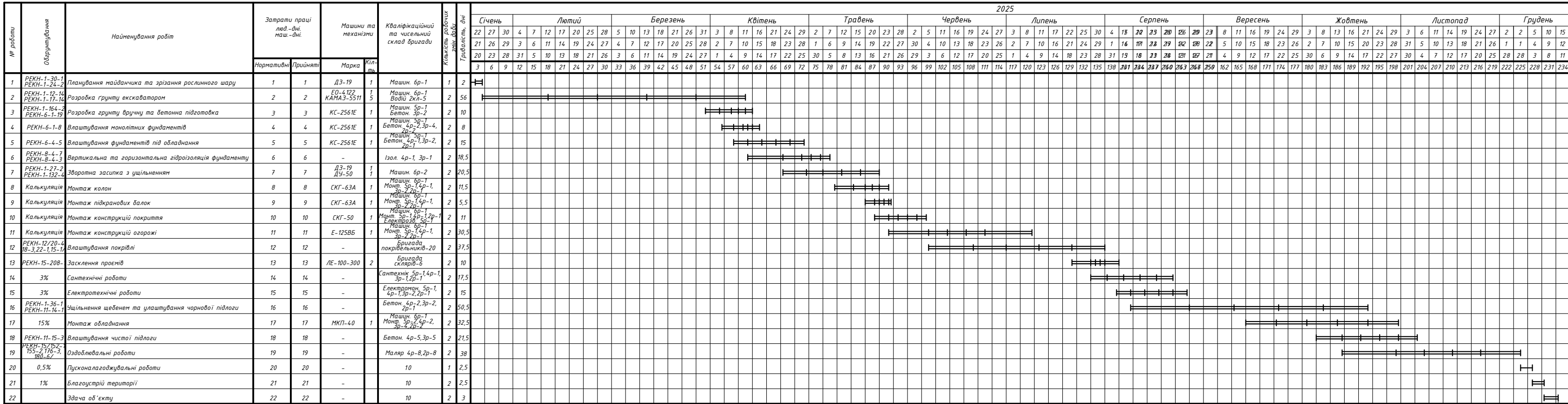
Графік постачання збірних конструкцій

№ з/п	Найменування	Одиниця виміру	Кількість	Початок постачання	Закінчення постачання
1	Колони	м³	336,06	2.05.25	19.05.25
2	Підкривні балки	м³	296,32	13.05.25	20.05.25
3	Крайові ферми	м³	200,32	9.05.25	16.06.25
4	Плити покриття	м³	634,88	9.05.25	16.05.25
5	Стінові панелі	м³	1594,6	20.05.25	2.07.25
6	Фундаментні балки, елементи воріт	м³	60,14	20.05.25	2.07.25

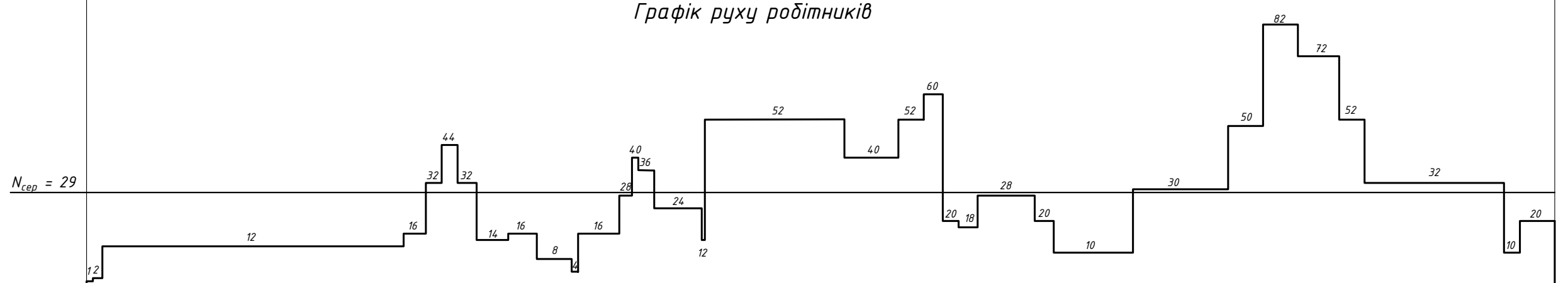
Техніко-економічні показники будгенплану

№ з/п	Найменування	Одиниця виміру	Кільк.
1	Площа забудови	м²	9216
2	Коефіцієнт забудови		0,146
3	Коефіцієнт використання площі		0,267

Календарний графік



Графік руху робітників



Експлікація тимчасових адміністративних і санітарно-побутових будівель

№ з/п	Найменування	Розміри у площині, м	Корисна площа, м²
1	Кантара виконавця	12x9	70,7
2	Кабінет техніки безпеки	9x2,7	25,6
3	Охорона будівлі	3x2x2	8 (4)
4	Гардеробна, умивальна	12x9	70,7
5	Душова з перегородкою	2x9x2,7	51,4 (22,8)
6	Чоловічий туалет	3x2,7	8,5
7	Жіночий туалет	3x2,7	8,5
8	Приміщення для прасування спецодягу	6x2,7	16,2
9	Приміщення для відпочинку працівників	3x9x2,7	91,2 (22,8)
10	Ідальня на 50 місць	12x9	70,7
11	Пункт охорони здоров'я	3x2,7	8,5
12	Приміщення для обідньої перерви	3x2,7	9,2
13	Приміщення для особистої гігієни жінок	3x2,7	8,5

Експлікація знаків безпеки за ГОСТ 12.4.026-76

Умовні позначення	Номер знака за ГОСТ	Найменування
[Symbol]	1.3	Вхід (прохід) заборонено
[Symbol]	1.5	Пройзд тільки для будів. транспорту
[Symbol]	2.5	Обережно! Електрична напруга
[Symbol]	2.7	Обережно! Проще кран
[Symbol]	2.9	Увага! Небезпечна зона
[Symbol]	3.1	Працівники в шоломі
[Symbol]	3.2	Працівники в захисному поясі

Експлікація складів

№ з/п	Найменування конструкції	Вид складу	Пройматова площа, м²
1а	Колони	відкритий	2x37x12
2а	Підкривні балки	відкритий	12,5x12
3а	Крайові ферми, крайові ферми, плити покриття	відкритий	2x36,5x12
4а	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	відкритий	2x19x12
5а	Закритий склад	закритий	7x6
6а	Навіс	навіс	7x10

Примітки:
1. Перелік матеріалів, напівфабрикатів та виробів, що зберігаються в закритому складі та під навісом див. у п.3.
2. Знаки безпеки переносити за ходом виконання робіт.

КНУ.БР.192.25.185с.07.0Б					
Місто Одеса, промислова зона					
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підп.	Дата
Керівник	Паливода				06.25
Виконав	Джулай К.В.				06.25
Консульт.	Паливода				06.25
Зав. каф.	Валовой О.І.				06.25
Н.контроль	Паливода				06.25
Проектнування ливарно-формовочного цеху				Стадія	Аркуш
				КР	6
Календарний графік; графіки руху робітників, роботи механізмів, постачання основних матеріалів; ТЕП				Кафедра ПЦМБ ар. БІ-21	