Український державний університет залізничного транспорту
Кафедра будівельних матеріалів, конструкцій та споруд

ПРОЄКТ БУДІВНИЦТВА АДМІНІСТРАТИВНОЇ БУДІВЛІ МЕРЕФ'ЯНСЬКОЇ ДІЛЬНИЦІ ПАТ «ХАРКІВГАЗ»

пояснювальна записка и розрахунки
до дипломного проєкту бакалавра

ДПБ 001.00.00.00.000 ПЗ

Розробив студент, групи 101-ПЦБ-Д22
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(роботу виконано самостійно, відповідно до принципів академічної доброчесності)

(підпис) Дмитро БІЛОБРОВ

Керівник:
завідувач кафедри БМКС,
докт. техн. наук, професор

(підпис) Дмитро ПЛУГІН

Рецензент:
доцент кафедри МТСМ, канд. техн. наук, доцент

(підпис) Андрій БАБЕНКО

2026 р.

Український державний університет залізничного транспорту

Факультет будівельний
Кафедра будівельних матеріалів, конструкцій та споруд
Рівень вищої освіти перший (бакалаврський)
Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Освітня програма «Промислове та цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри,
професор, д-р техн. наук
_____ Дмитро ПЛУГІН
(підпис)
__18_ ___травня___ 2026 р.

ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЄКТ
Білоброву Дмитру Миколайовичу

1 Тема проєкту «Проєкт будівництва адміністративної будівлі Мереф'янської дільниці ПАТ «Харківгаз»
та керівник Плугін Дмитро Артурович, д-р. техн. наук, професор
затверджені розпорядженням по будівельному факультету
від « 18 » травня 2026 року № 5
2 Строк подання студентом проєкту « 15 » червня 2026 року.
3 Вихідні дані: Данні інженерно-геологічних вишукувань
4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)
1. Архітектурно-будівельний розділ. Функціонально-технологічні і об'ємно-планувальні вимоги. Генеральний план та техніко-економічні показники. Об'ємно-планувальні та архітектурно-конструктивні рішення. Зовнішнє й внутрішнє оздоблення.
2. Розрахунково-конструктивний розділ. Конструктивні рішення. Розрахунок і конструювання багатопустотної плити. Основи та фундаменти.
3. Технологічний розділ. Технологія та організація будівництва. Календарний графік виконання робіт. Будівельний генеральний план об'єкта.
5. Перелік графічного матеріалу
1. Генеральний план, фасади, плани, розрізи (АР) – 5 аркушів (формат А1)
2. Опалубні креслення багатопустотної плити перекриття, схеми армування, специфікації. Опалубні креслення сходинкового мару та плити, схеми армування, специфікації. План фундаментів, розрізи, вузли (КЖ) – 3 аркуші (формат А1);
3. Технологічна карта на цегляне мурування та монтаж перекриття.

Будівельний генеральний план (ТЧ) – 2 аркуші (формат А1)

6 Дата видачі завдання « 18 » травня 2026 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проєкту	Строк виконання етапів проєкту	Примітка
1	Архітектурно-будівельний розділ	01.06.2026	виконано
2	Розрахунково-конструктивний розділ	11.06.2026	виконано
3	Технологія та організація будівництва	15.06.2026	виконано

Студент _____ Дмитро БІЛОБРОВ

Керівник _____ Дмитро ПЛУГІН

АНОТАЦІЯ

Дана кваліфікаційна робота включає в себе 10 слайдів презентацій, 77 аркушів пояснювальної записки формату А4, що включає 4 рисунки, 14 таблиць, 19 літературних джерел.

Ключові слова: ПРОЄКТУВАННЯ, БУДІВНИЦТВО, АДМІНІСТРАТИВНА БУДІВЛЯ, ЦЕГЛЯНІ НЕСУЧІ СТІНИ, ЗАЛІЗОБЕТОННИЙ СТРІЧКОВИЙ ФУНДАМЕНТ.

У проєкті розроблено проєкт будівництва адміністративної будівлі Мереф'янської дільниці ПАТ «Харківгаз» у Харківській області. У роботі виконано архітектурно-планувальні, конструктивні та організаційно-технологічні рішення з урахуванням сучасних вимог до проєктування громадських будівель. Передбачено раціональне функціональне зонування приміщень, створення комфортних умов праці персоналу, забезпечення безпеки експлуатації та енергоефективності будівлі. Розроблено рішення щодо конструктивної схеми будівлі, організації будівельного виробництва, календарного планування та будівельного генерального плану. Прийняті проєктні рішення забезпечують надійність, довговічність, економічну доцільність та ефективну експлуатацію об'єкта.

ABSTRACT

This qualification work includes 10 presentation slides and 77 pages of the explanatory report in A4 format, containing 4 figures, 14 tables, and 19 references.

Keywords: DESIGN, CONSTRUCTION, ADMINISTRATIVE BUILDING, LOAD-BEARING BRICK WALLS, REINFORCED CONCRETE STRIP FOUNDATION.

This project presents the design of an administrative building for the Merefa division of PJSC "Kharkivgaz" in Kharkiv Region. The project includes architectural and planning, structural, and organizational-technological solutions developed in accordance with modern requirements for the design of public buildings.

The project provides for rational functional zoning of the premises, the creation of comfortable working conditions for personnel, and the assurance of operational safety and energy efficiency of the building. Solutions were developed for the structural system of the building, construction management and organization, project scheduling, and the construction site master plan.

The adopted design solutions ensure reliability, durability, economic feasibility, and efficient operation of the facility.

Зміст

Вступ	8
1 Архітектурно-будівельний розділ	9
1.1 Вихідні дані для проєктування	9
1.2 Функціонально-технологічні і об'ємно-планувальні вимоги	9
1.3 Генеральний план та техніко-економічні показники	10
1.4 Об'ємно-планувальне рішення	12
1.5 Архітектурно-конструктивні рішення	14
1.5.1 Конструктивна схема будівлі	14
1.5.2 Стіни і перегородки	14
1.5.3 Фундаменти	16
1.5 4 Перекриття	16
1.5 5 Сходи	17
1.5.6 Покрівля	18
1.5.7 Вікна та двері	18
1.5.8 Підлоги	19
1.6 Зовнішнє й внутрішнє оздоблення	19
2 Розрахунково-конструктивний розділ	21
2.1 Розрахунок і конструювання багатопустотної плити	21
2.1.1 Завдання та вихідні дані для проєктування	21
2.1.2 Визначення навантажень і зусиль	23
2.1.2.1 Підбір перетинів	24
2.1.2.2 Розрахунок за міцністю нормальних перетинів	24
2.1.2.3 Розрахунок за міцністю похилих перетинів	25
2.1.2.4 Розрахунок плити за граничними станами другої групи	26
2.1.2.5 Визначення прогинів	28

2.1.2.6 Розрахунок плити по розкриттю тріщин 32
2.1.2.7 Перевірка за розкриттям тріщин, похилих до поздовжньої осі 35
3 Основи та фундаменти 38
3.1 Вихідні дані для проєктування 38
3.2 Аналіз інженерно-геологічних умов площадки будівництва 39
3.3 Визначення глибини закладання фундаменту 40
3.4 Визначення розмірів підошви стрічкового фундаменту 41
3.4.1 Визначення ширини підошви стрічкового фундаменту по осі Г 41
3.4.2 Визначення ширини підошви стрічкового фундаменту по осі В 43
3.5 Визначення осідання фундаменту 44
3.5.1 Визначення осідання стрічкового фундаменту по осі Г 44
3.5.2 Визначення осідання стрічкового фундаменту по осі В 49
4 Технологія та організація будівництва 52
4.1 Календарний графік виконання робіт 52
4.1.1 Об'єм будівельно-монтажних робіт та трудомісткість 53
4.1.2 Технологія виконання робіт і вибір комплектів будівельних машин і механізмів 57
4.1.3 Графік виконання будівельно-монтажних робіт і графік потреби в трудових ресурсах 60
4.1.4 Визначення потреби в основних будівельних конструкціях, матеріалах і виробах 62
4.1.5 Техніко-економічні показники за календарним планом 64
4.2 Будівельний генеральний план об'єкта 65
4.2.1 Розрахунок складського господарства 66
4.2.2 Розрахунок тимчасових будинків виробничого, санітарного й службового призначення 68
4.2.3 Розрахунок тимчасового водопостачання будівельного майданчика 69

4.2.4 Розрахунок тимчасового електропостачання будівельного майданчика 72

4.2.5 Техніко-економічні показники будівельного генерального плану 75

Список використаних джерел 76

Вступ

У сучасних умовах розвитку інфраструктури та підвищення вимог до організації виробничих процесів важливого значення набуває будівництво сучасних адміністративних будівель, які забезпечують ефективне функціонування підприємств і створюють комфортні умови для працівників та відвідувачів. Адміністративні будівлі є невід'ємною складовою громадської забудови населених пунктів і виконують важливу соціально-економічну функцію, забезпечуючи належну організацію управлінської, технічної та виробничої діяльності.

Проєктування адміністративних об'єктів передбачає комплексне врахування архітектурно-планувальних, конструктивних, технологічних та економічних вимог. Особлива увага приділяється забезпеченню функціональності внутрішнього простору, можливості його адаптації до змін виробничих потреб, енергоефективності будівлі, дотриманню вимог безпеки та створенню комфортного середовища для роботи персоналу.

Адміністративні будівлі характеризуються різноманітністю приміщень за призначенням і площею, що потребує раціонального об'ємно-планувального вирішення та ефективної організації внутрішніх комунікацій. Важливим аспектом є забезпечення безперешкодного переміщення працівників, доступності для маломобільних груп населення та надійної евакуації у разі надзвичайних ситуацій.

Метою даного дипломного проєкту є розроблення проєкту будівництва адміністративної будівлі Мереф'янської дільниці ПАТ «Харківгаз» із застосуванням сучасних конструктивних рішень, будівельних технологій та нормативних вимог, що забезпечують надійність, довговічність і ефективність експлуатації об'єкта.

1 Архітектурно-будівельний розділ

1.1 Вихідні дані для проєктування

Триповерхова адміністративна будівля виконується в три повні поверхи. Район будівництва – Харківська область. Будівля проєктується із цегли із залізобетонним фундаментом. Площа будівлі 670,98 м^2.

Інженерно-геологічні умови площадки будівництва відносяться до простих. Основа складена із двох ґрунтових шарів – зверху на глибину 0,6 – 1 м залягає ґрунтово-рослинний шар, далі залягає суглинок не просадний. Ґрунтові води у районі будівництва відсутні.

Таблиця 1.1 – Основні фізико-механічні характеристики ґрунтів

№ шару	Найменування ґрунту	γ_s, кН/м^3	γ, кН/м^3	ω	ω_l	ω_p	E, МПа	φ, град.	C, кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Ґрунтово-рослинний	25,5	11,5	0,10	–	–	–	–	–
2	Суглинок	26,6	19	0,18	0,25	0,15	11	23	27

У проєктованій будівлі площею 670,98 м2 товщина стінок по торцях будинку 640 і 510 мм, а інші 510 мм. Висота стін 11,200 м.

1.2 Функціонально-технологічні і об'ємно-планувальні вимоги

Проєктована адміністративна будівля призначена для розміщення адміністрації Мереф'янського міського газового господарства. Крім

адміністративних приміщень, на першому поверсі передбачено розташування залізничних кас, що забезпечує додаткову функціональність об'єкта та зручність для населення.

Вхід до будівлі організовано з трьох сторін: головний вхід призначений для відвідувачів і працівників установи, а два допоміжні забезпечують зручну експлуатацію будівлі та виконують функції евакуаційних виходів.

Будівля має три поверхи. На першому поверсі розміщені приміщення побутового та допоміжного призначення, необхідні для забезпечення комфортних умов праці персоналу, зокрема обідня зала, медичний пункт, гардеробні, душові, санітарно-побутові приміщення та інші службові кімнати. Другий і третій поверхи відведені під адміністративні приміщення, де розташовані кабінети працівників, приймальні та службові приміщення керівного складу.

Загальна площа проєктованої будівлі становить 670,98 м². Планувальне рішення виконано за коридорною схемою, при якій основний коридор розташований у центральній частині будівлі та забезпечує зручний зв'язок між усіма приміщеннями.

Основним будівельним матеріалом несучих і огороджувальних конструкцій є силікатна цегла, що характеризується достатньою міцністю, довговічністю та забезпечує необхідні експлуатаційні показники будівлі.

1.3 Генеральний план та техніко-економічні показники

Проєктована адміністративна будівля розташована в центральній частині міста Мерефа Харківської області. Розміщення об'єкта відповідає містобудівним вимогам та забезпечує зручний транспортний і пішохідний зв'язок із навколишньою забудовою.

Район будівництва належить до I снігового та III вітрового району згідно з чинними будівельними нормами. Клімат району помірно континентальний. Середня температура найтеплішого місяця (липня) становить +21,6 °С, а найхолоднішого місяця (січня) – близько –4,6 °С. Розрахункова температура зовнішнього повітря для холодного періоду року становить –23 °С.

Рельєф місцевості спокійний, з незначним ухилом у напрямку з півночі на південь, що сприяє організації поверхневого водовідведення та виконанню будівельних робіт без значних обсягів вертикального планування.

З північно-західного боку ділянки проходить магістральна автомобільна дорога, яка використовується як основний під'їзд до об'єкта. Уздовж дороги розташовані існуючі інженерні мережі електропостачання, водопостачання та каналізації, що забезпечує можливість підключення будівлі до міських комунікацій та їх використання під час будівництва й подальшої експлуатації.

Проєктом передбачено комплексне благоустрій та озеленення території. Озеленення представлене газонами, декоративними насадженнями дерев і кущів, а також квітниками, що сприяють покращенню санітарно-гігієнічного стану території та формуванню комфортного середовища для працівників і відвідувачів.

Для організації пішохідного руху запроєктовано тротуари з бетонної тротуарної плитки та асфальтобетонним покриттям. Транспортне обслуговування будівлі забезпечується мережею внутрішньомайданчикових проїздів. Ширина проїзної частини прийнята 4,5 м, що відповідає вимогам безпечного руху транспорту та забезпечує можливість проїзду спеціальної техніки й пожежних автомобілів.

Техніко-економічні показники генерального плану включають:

– площа території – 5850 м^2;

– площа забудови – 670,98 м^2;

– площа, зайнята озелененням – 1470 м^2;

– коефіцієнт озеленення - 0,25;

– площа асфальтобетонного покриття – 1599 м^2.

1.4 Об'ємно-планувальне рішення

Районом будівництва є Харківська область. Проєктована будівля являє собою триповерхову адміністративну споруду, конструктивна схема якої передбачає використання цегляних несучих стін та монолітних залізобетонних стрічкових фундаментів. Усі збірні конструкції та вироби, що застосовуються під час будівництва, передбачається виготовляти в заводських умовах, що забезпечує високу якість, точність монтажу та скорочення термінів виконання будівельно-монтажних робіт.

Загальна площа будівлі становить 670,98 м². Будівля має три надземні поверхи висотою по 3,0 м кожний. Загальна висота будівлі від рівня землі до верху покрівельних конструкцій становить 11,2 м.

Вхід до будівлі організовано з чотирьох сторін: один головний вхід та три допоміжні. Головний вхід розташований зі північно-західного фасаду і призначений для працівників та відвідувачів установи. Допоміжні входи розміщені з південного та західного боків будівлі і забезпечують зручність експлуатації об'єкта, а також виконують функції евакуаційних виходів. Сходові клітки розташовані поблизу південних допоміжних входів, що забезпечує зручний вертикальний зв'язок між поверхами та відповідає вимогам пожежної безпеки.

На першому поверсі передбачено розміщення приміщень побутового та допоміжного призначення, необхідних для забезпечення комфортних умов праці персоналу. До їх складу входять обідня зала, медичний пункт, гардеробні, душові, санітарні вузли та інші службові приміщення. На другому та третьому поверхах розташовані адміністративні приміщення, зокрема кабінети працівників, приймальні та службові кімнати керівного персоналу.

Таблиця 1.2 – Експлікація приміщень першого поверху

Номер приміщення	Найменування	Площа, м^2
1	2	3
1	Тамбур №1	3,4
2	Вестибюль	58,16
3	Обідній зал буфета	82,74
4	Підсобне приміщення буфета з роздавальної	22,82
5	Мийна столового посуду	12,27
6	Тамбур буфета	3,88
7	Медична кімната	18,43
8	Кімната режиму газового господарства	17,75
9	Вентиляційна камера №1	11,02
10	Механік автотранспорту	17,24
11	Автоматизована диспетчерська служба	38,28
12	Жіночий гардероб	13,28
13	Інвентарна	11,77
14	Жіноча вбиральня	9,73
15	Приміщення для особистої гігієни жінок	2,88
16	Чоловіча вбиральня	12,81
17	Чоловіча гардеробна	39,8
18	Чоловіча душова	5,94
19	Передлушова	3,8
20	Чоловіча гардеробна спец. одягу	10,1
21	Жіноча душова	1,62
22	Приміщення пожежного поста	15,4
23	Тамбур №2	5,68
24	Коридори	53,69

1.5 Архітектурно-конструктивні рішення

1.5.1 Конструктивна схема будівлі

Конструктивна схема проєктованої адміністративної будівлі є безкаркасною з несучими цегляними стінами. Вертикальні навантаження від власної ваги конструкцій, експлуатаційних навантажень та атмосферних впливів передаються через несучі стіни на фундаменти.

Просторова жорсткість і стійкість будівлі забезпечуються спільною роботою поздовжніх і поперечних несучих цегляних стін, а також дисків міжповерхових та горищного перекриттів. Перекриття виконують функцію горизонтальних діафрагм жорсткості, що забезпечують надійну просторову роботу будівлі та сприйняття горизонтальних навантажень.

Фундаменти будівлі запроєктовані стрічковими із залізобетону та розташовані під усіма несучими стінами. Конструктивне рішення будівлі забезпечує необхідну міцність, стійкість і довговічність відповідно до вимог чинних будівельних норм.

Підвальний поверх у будівлі не передбачається. Усі інженерні комунікації розміщуються в межах надземної частини споруди та технічних зон відповідно до проєктних рішень.

1.5.2 Стіни і перегородки

Зовнішні та внутрішні несучі стіни проєктованої будівлі виконуються з силікатної цегли марки М100 відповідно до ДСТУ Б В.2.7-80:2008 на цементному розчині марки М50. Зовнішні стіни передбачено виконувати з

облицюванням лицьовою цеглою, що забезпечує покращення архітектурно-естетичних характеристик фасадів і підвищення довговічності огороджувальних конструкцій.

Для підвищення тріщиностійкості та забезпечення просторової жорсткості кладки передбачено її армування сталевими сітками з холоднотягнутого дроту та дротяною арматурою класу А240. Горизонтальне армування кутів, місць примикання зовнішніх і внутрішніх стін, а також перегородок виконується сіткою з дроту 4Вр-І із розміром комірки 50×50 мм через кожні 700 мм по висоті кладки. Довжина армування від кутів і вузлів примикання приймається 1500 мм.

Для перекриття прорізів у стінах застосовуються збірні залізобетонні перемички прямокутного типу та перемички зі чвертями відповідно до архітектурно-конструктивних рішень.

З метою забезпечення нормативних теплотехнічних показників у зонах із підвищеними тепловтратами в конструкції зовнішніх стін передбачено застосування теплоізоляційного шару. Як утеплювач використовуються теплоізоляційні вироби на основі волокнистих і зернистих матеріалів, а також теплоізоляційні плити з ніздрюватого бетону типу А товщиною 100 мм марки М350.

Внутрішні перегородки товщиною 120 мм виконуються з керамічної повнотілої цегли марки М100 на цементному розчині марки М50. Для забезпечення їхньої стійкості передбачено армування кладки сіткою 4Вр-І з коміркою 50×50 мм через кожні 700 мм по висоті.

Загальна витрата армувальної сітки за проєктом становить 150 кг

1.5.3 Фундаменти

Фундаменти проєктованої будівлі прийняті стрічковими збірними із залізобетонних фундаментних плит відповідно до чинних нормативних вимог. Глибина закладання підошви фундаменту становить 2,0 м від рівня планувальної відмітки землі.

Фундаментні плити укладаються на бетонну підготовку з бетону класу С8/10 товщиною 100 мм. Ширина бетонної підготовки приймається більшою за ширину підошви фундаменту на 100 мм з кожного боку, що забезпечує рівномірний розподіл навантаження та створює необхідні умови для монтажу фундаментних конструкцій.

По верхній поверхні фундаментних плит передбачено улаштування гідроізоляційного шва з двох шарів руберойду.

Над гідроізоляційним швом передбачено монолітний залізобетонний пояс, який забезпечує рівномірний розподіл навантажень від несучих стін та підвищує просторову жорсткість фундаментної частини будівлі.

Стіни технічного підпілля виконуються з повнотілих бетонних блоків відповідно до ДСТУ Б В.2.6-108:2010. Конструктивне рішення фундаментів забезпечує необхідну несучу здатність, довговічність та надійність експлуатації будівлі протягом нормативного строку служби.

1.5 4 Перекриття

Міжповерхові та покрівельні перекриття будівлі запроєктовані із застосуванням збірних залізобетонних багатопустотних плит відповідно до ДСТУ Б В.2.6-53:2008.

У проєкті передбачено застосування плит перекриття шириною 1200 мм і 1500 мм та довжиною 3,0 м, 6,0 м і 9,0 м відповідно до прийнятого об'ємно-планувального рішення будівлі.

Передача навантажень від плит перекриття здійснюється на несучі цегляні стіни. Для забезпечення просторової жорсткості та надійної спільної роботи конструкцій плити закріплюються між собою та з несучими елементами за допомогою сталевих анкерних з'єднань. Анкери встановлюються з подальшим замонолічуванням і закріпленням у цегляній кладці відповідно до конструктивних рішень проєкту.

1.5 5 Сходи

Сходова система будівлі запроєктована із застосуванням збірних залізобетонних маршів і сходових площадок заводського виготовлення. Таке конструктивне рішення забезпечує необхідну міцність, довговічність, технологічність монтажу та скорочення строків будівництва.

Геометричні параметри сходових маршів прийняті відповідно до вимог ергономіки та безпечної експлуатації: ширина проступу становить 300 мм, висота підсхідця — 150 мм. Прийняте співвідношення розмірів сходинок забезпечує комфортне та безпечне пересування людей між поверхами.

Обпирання сходових площадок передбачено на поперечні несучі стіни сходових кліток, що забезпечує надійну передачу вертикальних навантажень на несучі конструкції будівлі та сприяє просторовій жорсткості конструктивної системи.

Конструкція сходових кліток забезпечує безпечну експлуатацію будівлі, організацію вертикальних комунікацій та можливість евакуації людей відповідно до вимог пожежної безпеки.

1.5.6 Покрівля

Покрівля складається з наступних шарів:

- з/б плита 220 мм;
- пароізоляція – руберойд на гарячому бітумі;
- плити з легкого бетону $\gamma = 600 кгс/м^3$ 140 мм;
- легкий бетон по ухилі $\gamma = 600 кгс/м^3$ 0 – 300 мм;
- стяжка асфальтова 15 мм;
- 4 шари водостійкого руберойду втопленого в бітумну мастику;
- шар гравію втопленого в мастику.

1.5.7 Вікна та двері

У проєкті передбачено застосування сучасних металопластикових віконних блоків із профільних систем на основі ПВХ із багатокамерною конструкцією та енергоефективними склопакетами. Конструкція вікон забезпечує необхідні показники теплоізоляції, звукоізоляції, герметичності та довговічності відповідно до чинних вимог будівельних норм. Віконні блоки комплектуються поворотно-відкидною фурнітурою, що забезпечує зручність експлуатації та можливість природного провітрювання приміщень.

Зовнішні та внутрішні дверні блоки прийняті металопластиковими відповідно до сучасних вимог щодо експлуатаційних характеристик, енергоефективності та безпеки будівель. Для вхідних груп передбачено використання посилених профільних систем із заповненням енергоефективними склопакетами та встановленням надійної фурнітури.

1.5.8 Підлоги

Конструкцію підлог у будівлі запроєктовано з урахуванням функціонального призначення приміщень, санітарно-гігієнічних вимог, довговічності та зручності експлуатації.

У більшості адміністративних і службових приміщень як чистове покриття підлоги передбачено застосування комерційного лінолеуму. Покриття укладається на підготовлену вирівнювальну основу, що забезпечує рівність поверхні та необхідні експлуатаційні характеристики підлоги.

У приміщеннях санітарно-побутового призначення (санвузлах, душових та інших приміщеннях із підвищеним рівнем вологості) передбачено влаштування підлог із керамічної плитки. Укладання плитки виконується на спеціальні клейові суміші із забезпеченням необхідних ухилів для відведення води у вологих приміщеннях.

Прийняті конструктивні рішення підлог забезпечують відповідність вимогам експлуатаційної надійності, санітарно-гігієнічним нормам, безпеці пересування та створюють комфортні умови перебування користувачів будівлі.

1.6 Зовнішнє й внутрішнє оздоблення

Оздоблення будівлі запроєктоване з урахуванням архітектурної виразності, довговічності, санітарно-гігієнічних вимог та забезпечення комфортних умов експлуатації приміщень.

Внутрішні поверхні цегляних стін і перегородок передбачено оштукатурювати цементно-піщаними розчинами з подальшим оздобленням відповідно до функціонального призначення приміщень. У адміністративних, службових та допоміжних приміщеннях внутрішні поверхні стін виконуються з

подальшим фарбуванням сучасними вододисперсійними або акриловими фарбами світлих тонів, що забезпечують естетичний вигляд, довговічність покриття та можливість вологого прибирання.

Стелі в усіх приміщеннях передбачено оздоблювати водоемульсійними фарбами білого кольору, що сприяє покращенню освітленості внутрішнього простору та створенню комфортного робочого середовища.

У санітарно-побутових приміщеннях (санвузлах, душових) передбачено облицювання стін керамічною плиткою по всій висоті зон експлуатаційного впливу вологи із застосуванням сучасних клейових сумішей. Стелі у вологих приміщеннях оздоблюються вологостійкими водоемульсійними фарбами. Підлоги санвузлів виконуються з керамічної плитки з неслизькою поверхнею та підвищеною вологостійкістю.

Архітектурне рішення фасадів виконано з довговічних оздоблювальних матеріалів:

– цоколь будівлі – декоративне облицювання фасадними керамічними або керамогранітними плитами по підготовленій поверхні із застосуванням морозостійких клейових сумішей;

– зовнішні стіни – облицювання лицьовою цеглою червоного кольору;

– віконні блоки – металопластикові конструкції білого кольору з енергоефективними склопакетами;

– дверні блоки – металопластикові або металеві конструкції із заводським декоративно-захисним покриттям;

– покрівля – плоска рулонна покрівля з використанням сучасних бітумно-полімерних гідроізоляційних матеріалів із захисним верхнім шаром, що забезпечує водонепроникність, довговічність та стійкість до атмосферних впливів.

Прийняті оздоблювальні рішення забезпечують належні експлуатаційні характеристики будівлі, сучасний архітектурний вигляд та відповідність вимогам енергоефективності.

2 Розрахунково-конструктивний розділ

2.1 Розрахунок і конструювання багатопустотної плити

2.1.1 Завдання та вихідні дані для проєктування

Потрібно розрахувати й сконструювати збірні залізобетонні конструкції міжповерхового перекриття цивільного будинку при наступних даних: поперечний прогін l = 6,3 м, тимчасове навантаження на перекриття pn = 2000 Н/м2 Несучими елементами перекриття є багатопустотна плита із круглими пустотами, що має номінальну довжину 6,3 м, ширину 1,5 м, висоту 22 см, і багатопрогоновий збірний ригель прямокутного перетину. Плита спирається на ригель зверху (рис. 2.1). Діючі на перекриття навантаження зазначені в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Навантаження на збірне міжповерхове перекриття

Навантаження	Нормативне навантаження, Н/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаж.	Розрахункове навантаження, Н/м^2
1	2	3	4
Постійне: власна вага багатопустотної плити із круглими пустотами Лінолеум ПВХ δ = 3 мм, (γ = 10 кН/м^3) Панелі гіпсокартонні Пісок $\delta = 15мм$	3000 30 100 120	1,1 1,1 1,1 1,1	3300 33 110 132
РАЗОМ:	$g^n = 3250$		$g = 3575$
Тимчасове (у тому числі): тривале короткочасне	1400 600	1,2 1,2	1680 720
РАЗОМ:	$p^m = 2000$		$p = 2400$

Кінець таблиці 2.1

1	2	3	4
Повне навантаження (у тому числі):	5250	–	5975
постійне й тривале	4650	–	5255
короткочасне	600	–	720

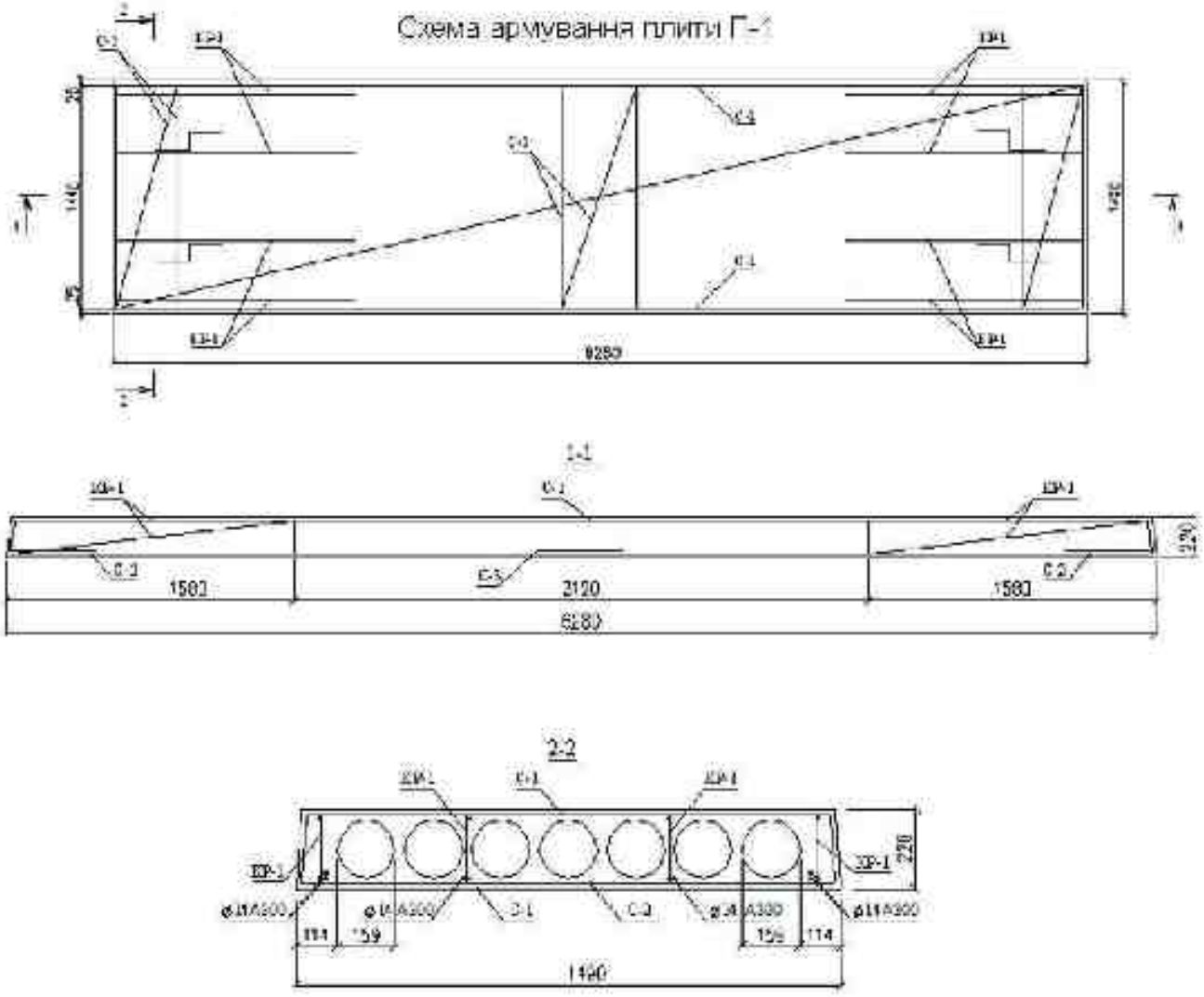


Рисунок 2.1 – Схема армування плити П-1

2.1.2 Визначення навантажень і зусиль

Визначення навантажень і зусиль на 1 м довжини панелі шириною 150 см на яку діють наступні навантаження, Н/м:

- Короткочасне нормативне $p^n = 600 \cdot 1{,}5 = 900 H/м^2$,
- короткочасне розрахункове $p^r = 720 \cdot 1{,}5 = 1080 H/м^2$;
- постійне й тривале нормативне $q^n = 4650 \cdot 1{,}5 = 6975 H/м^2$;
- постійне й тривале розрахункове $q = 5255 \cdot 1{,}5 = 7882{,}5 H/м^2$;
- разом нормативне $q^n + p^n = 6975 + 900 = 7875 H/м^2$;
- разом розрахункове $q + \delta = 7882{,}5 + 1080 = 8962{,}5 H/і^2$.

Розрахунковий згинальний момент від повного навантаження:

$$M = ql_o^2 \gamma_n / 8 = 8962{,}5 \cdot 6{,}15^2 \cdot 0{,}95 / 8 = 40254 H \cdot м, \qquad (2.1)$$

де: $l_o = 6{,}3 - 0{,}2/2 = 6{,}15 м$.

Розрахунковий згинальний момент від повного нормативного навантаження (для розрахунку прогинів і тріщиностійкості) при $\gamma_f = 1$:

$$M^n = q^n l_o^2 \gamma_n / 8 = 7875 \cdot 6{,}15^2 \cdot 0{,}95 / 8 = 35370 H \cdot м,$$

те ж, від нормативного постійного й тривалого тимчасового навантаження:

$$M_{дл} = 6975 \cdot 6{,}15^2 \cdot 0{,}95 / 8 = 31328 H \cdot м,$$

те ж, від нормативного короткочасного навантаження:

$$M_{кт} = 900 \cdot 6{,}15^2 \cdot 0{,}95 / 8 = 4042 H \cdot м,$$

Максимальна поперечна сила на опорі від розрахункового навантаження:

$$Q = ql_o \gamma_n / 2 = 8962{,}5 \cdot 6{,}15 \cdot 0{,}95 / 2 = 26182 H, \qquad (2.2)$$

те ж, від нормативного навантаження:

$$Q^n = ql_o \gamma_n / 2 = 7875 \cdot 6{,}15 \cdot 0{,}95 / 2 = 23005 H,$$

$$Q_{дл} = 6975 \cdot 6{,}15 \cdot 0{,}95 / 2 = 20376 H.$$

2.1.2.1 Підбір перетинів

Для виготовлення збірної плити приймаємо: бетон класу С25/30, $E_b = 32{,}5 \cdot 10^4$ МПа, $R_b = 17 МПа$, $R_{bt} = 1{,}2 МПа$, $\gamma_{b2} = 0{,}9$; поздовжню арматуру – зі сталі класу А300, $R_s = 280 МПа$, поперечні арматури – зі сталі класу А240, $R_s = 225 МПа$ і $R_{sw} = 175 МПа$; армування – зварними сітками й каркасами; зварні сітки у верхній і нижній полицях панелі – із дроту класу Вр-I, $R_s = 360 МПа$ при $d = 5 мм$ й $R_s = 365 МПа$ при $d = 4 мм$.

Плиту розраховуємо як балку прямокутного перетину із заданими розмірами $b \times h = 150 \times 22 см$ (де b – номінальна ширина; h – висота панелі). Проєктуємо восьми пустотну плиту. У розрахунку поперечний переріз пустотної панелі приводимо до еквівалентного двотаврового перетину. Замінюємо площу круглих порожнеч прямокутниками тієї ж площі й того ж моменту інерції. Обчислюємо:

$$h_1 = 0{,}9d = 0{,}9 \cdot 15{,}9 = 14{,}3 см;$$

$$h_f = h'_f = (h - h_1)/2 = (22 - 14{,}3)/2 = 3{,}85 см \approx 3{,}8 см;$$

наведена товщина ребер $b = 147 - 8 \cdot 14{,}3 = 32{,}6 см$ (розрахункова ширина стиснутої полиці $h'_f = 147 см$).

2.1.2.2 Розрахунок за міцністю нормальних перетинів

Попередньо перевіряємо висоту перетину плити перекриття за умови забезпечення міцності при дотриманні необхідної жорсткості за формулою:

$$h = \frac{cl_0 R_s}{E_s} \frac{0{,}8q' + p''}{q''} = \frac{18 \cdot 615 \cdot 280}{2{,}1 \cdot 10^5} \cdot \frac{2 \cdot 4650 + 600}{5250} = 16{,}64 \approx 17 см, \qquad (2.3)$$

де $q' = g'' + p'' = 3250 + 5250 = 8500 \quad Н/м^2$.

Прийнята висота перетину $h = 22см$ достатня. Відношення $h'_f / h_f = 3.8/22 = 0,173 > 0,1$; у розрахунок вводимо всю ширину полиці $b'_f = 147см$. Обчислюємо за формулою (2.4):

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b_f h_0^2} = \frac{4025400}{17 \cdot 0,9 \cdot 147 \cdot 19^2 (100)} = 0,0489, \quad (2.4)$$

де $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19$ *см.*

За ДБН В.2.6-98:2009 [10] знаходимо $\xi = 0,051$, $\eta = 0,9744$. Висота стиснутої зони $x = \xi h_0 = 0,051 \cdot 19 = 0,969 см < h'_f = 3.8см$ – нейтральна вісь проходить у межах стиснутої полиці. Площа перетину поздовжньої арматури (2.5):

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{4025400}{0,9744 \cdot 19 \cdot 280 (100)} = 7,765см^2; \quad (2.5)$$

попередньо приймаємо 6∅14 А-300, $A_s = 9,23 см^2$, а також враховуємо сітку

$A_{s1} = 6 \cdot 0,116 = 1,18 см^2$; $\sum A_s = 1,18 + 9,23 = 10,41 см^2$; стрижні діаметром 14 мм розподіляємо по два у крайніх ребрах і два в одному середньому ребрі (рис. 2.1).

2.1.2.3 Розрахунок за міцністю похилих перетинів

Перевіряємо умову необхідності встановлення поперечних арматур для багатопустотних панелей, $Q_{sw1} = 26,182$ *кН.*

Обчислюємо проекцію з похилого перетину за формулою (2.6):

$$c = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / Q_b = B_b / Q_b \quad (2.6)$$

де: $\varphi_{b2} = 2$ – для важкого бетону; φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив звисів стиснутих полиць; у багатопустотній плиті при семи ребрах (2.7):

$$\varphi_f = 7 \cdot 0,75 \frac{(3h'_f) h'_f}{b h_0} = 7 \cdot 0,75 \frac{3 \cdot 3,8 \cdot 3,8}{32,6 \cdot 19} = 0,367 < 0,5; \quad (2.7)$$

$\varphi_n = 0$, через відсутність зусиль обтиснення значення:

$$B_b = \varphi_{b2} \cdot \left(1 + \varphi_f + \varphi_n\right) + R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2(1 + 0{,}367)1{,}2 \cdot 0{,}9 \cdot 32{,}6 \cdot 19^2 (100) = 34{,}749 \cdot 10^5 \, H \cdot см.$$

У розрахунковому похилому перетині $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, отже, $c = B_b / (0.5Q) = 34{,}7 \cdot 10^5 / (0{,}5 \cdot 26182) = 265 \, см > 2h_0 = 38 \, см$. Приймаємо с = 38 см, тоді $Q_b = B_b / c = 34{,}7 \cdot 10^5 / 38 = 0{,}91 \cdot 10^5 \, H = 91 \, кН > Q = 26{,}182 \, кН$. Отже, поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

Поперечну арматуру передбачаємо з конструктивних міркувань, розташовуючи її із кроком $s \le h/2 = 22/2 = 11 см$, а також $s \le 15 см$.

Призначаємо поперечні стрижні діаметром 6 мм класу А240 через 10 см в опорах на ділянках довжиною 1/4 прольоту. У середній 1/2 частині панелі для зв'язку поздовжніх стрижнів каркаса з конструктивних міркувань ставимо поперечні стрижні через 0,5 м (рис. 2.1). Якщо в нижню сітку С-1 включити робочі поздовжні стрижні, то приопорні каркаси можна обірвати в 1/4 прольоту панелі.

2.1.2.4 Розрахунок плити за граничними станами другої групи

Визначимо геометричні характеристики наведеного перетину:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2{,}1 \cdot 10^5}{0{,}325 \cdot 10^5} = 6{,}46,$$

площа наведеного перетину:

$$A_{red} = A + \alpha A_s + \alpha A_s'$$

де: A_s, A_s' – площа перетину не напруженої арматури; $A_s = A_s' = 0{,}5 + 0{,}79 = 1{,}29 \, см^2$, $0{,}5 \, см^2$ – площа перетину поздовжніх арматур сітки й $0{,}79 \, см^2$ – площа перетину 4∅5 Вр-I; для сіток $\alpha = 1{,}7 \cdot 10^5 / 0{,}79 \cdot 10^5 = 5{,}87$.

$$A_{red} = 147(3,8 + 3,8) + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 2 = 1132,34 \text{ см}^2.$$

Статичний момент щодо нижньої грані перетину панелі:

$$S_{red} = S + \alpha S_{w2} + \alpha S'_{w2} = 147 \cdot 3,8 \cdot 20,5 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 3 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 20 = 11625,46 \text{ см}^3;$$

Відстань від центра ваги наведеного перетину до нижньої грані панелі:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{11625,46}{1132,34} = 10 \text{ см}.$$

Момент інерції наведеного перетину щодо центра ваги:

$$I_{red} = I + \alpha A_s y^2_2 + \alpha A'_s y'^2_2,$$

де: $y_2 = 10 - 2 = 8$ *ñi* ; $y'_2 = 12 - 2 = 10$ *см*.

$$I_{red} = \left(\frac{147 \cdot 3,8^3}{12} + 147 \cdot 3,8 \cdot 12,5^2 \right) \cdot 2 + \frac{31,2 \cdot 16,2^3}{12} + 31,2 \cdot 16,2 \cdot 3^2 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 8^2 + 5,87 \cdot 1,29 \cdot 10^2 = 192752 \text{см}$$

Момент опору для розтягнутої грані перетину:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{192752}{10} = 19275 \text{ см}^3.$$

Те ж, по стиснутій грані перетину:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{(h_0 - y_0)} = \frac{192752}{(22 - 10)} = 16063 \text{ см}^3.$$

Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони (верхньої) до центра ваги наведеного перетину:

$$r = \varphi_n \left(\frac{W_{red}}{A_{red}} \right) = 0,85 \cdot \frac{19275}{1132,34} = 14,5 \text{ см},$$

де: $\varphi_n = 1,6 - \frac{\sigma_{sp}}{R_{b,ser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85$;

те ж, найменш віддаленої від розтягнутої зони (нижньої):

$$r_{inf} = 0,85 \cdot \left(\frac{16063}{1132,34} \right) = 12,05 \text{ см}.$$

2.1.2.5 Визначення прогинів

Момент у середині прольоту від повного нормативного навантаження $M'' = 35370 Н \cdot м$; від постійного й тривалого навантажень $M_{ш} = 31328\ Н \cdot м$; від короткочасного навантаження $M_{ш} = 4042\ Н \cdot м$.

Визначимо прогин панелі наближеним методом, використовуючи значення $\lambda_{\lim}$. Для цього попередньо обчислимо:

$$\gamma = \gamma' = \frac{(b_f' - b)h_f'}{bh_0} = \frac{(147 - 32,6)3,8}{32,6 \cdot 19} 0,7; \quad (2.8)$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s E_s}{bh_0 E_b} = \frac{10,41 \cdot 2,1 \cdot 10^5}{32,6 \cdot 19 \cdot 32500} = 0,11. \quad (2.9)$$

За [10] знаходимо $\lambda_{lim} = 22,25$ при $\mu\alpha = 0,1$ й арматурам класу А300.

Загальна оцінка деформативності панелі за формулою (2.10):

$$\frac{l}{h_0} + \frac{18h_0}{l} \le \lambda_{lim}, \quad (2.10)$$

тому що $l/h_0 = 615/19 = 32,3 > 10$, другий член лівої частини нерівності через малість не враховуємо й оцінюємо за умовою $l/h_0 \le \lambda_{lim}$: $l/h_0 = 32,3 > \lambda_{\lim}$ умова не задовольняється, потрібен розрахунок прогинів.

Прогин у середині прольоту панелі за формулою (2.11) від постійних і тривалих навантажень:

$$f_{max} = Sl^2 / r_c = \frac{5}{48} 6,25^2 \frac{1}{r_c}, \quad (2.11)$$

де: $1/r_c$ – кривизна в середині прогону панелі, обумовлена за формулою (2.12):

$$\frac{1}{r_c} = \frac{M}{h_0 z}\left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi)bh_0 E_b \nu}\right] \quad (2.12)$$

де: М – момент щодо осі, нормальної до площини діяльності дії моменту й минаючої через центр ваги площі перетину арматури S, від всіх зовнішніх

сил, розташованих по одну сторону від розглянутого перетину, і від зусилля попереднього обтиснення P;

z – відстань від центру ваги площі перерізу арматури S до точки докладання рівнодіючих зусиль у стиснутій зоні перерізу над тріщиною;

ψ_s – коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці із тріщинами;

ψ_b – коефіцієнт, що враховує нерівномірність розподілу деформацій крайнього стислого волокна бетону по довжині ділянки із тріщинами її прийнятий рівним 0,9;

φ_f – коефіцієнт, обумовлений за формулою (2.13):

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2\nu}A'_s}{bh_0}; \qquad (2.13)$$

при короткочасному навантаженні:

$$\varphi_{f1} = \frac{(147-32,6)3,8 + \frac{5,87}{2\cdot 0,45}\cdot 1,29}{32,6\cdot 19} = 0,715;$$

при тривалому навантаженні:

$$\varphi_{f2} = \frac{(147-32,6)3,8 + \frac{5,87}{2\cdot 0,15}\cdot 1,29}{32,6\cdot 19} = 0,742.$$

ξ – відносна висота стислої зони бетону;

ν – коефіцієнт, що характеризує пружно-пластичний стан бетону стислої зони;

N_{tot} – рівнодіюча поздовжньої сили N і зусилля попереднього обтиснення P (при позацентровому розтяганні сила N приймається зі знаком «–»).

Для елементів, виконуваних без попередньої напруги арматур, зусилля $P = 0$.

Значення ξ обчислюється за формулою (2.14):

$$\xi = \frac{1}{\beta + \dfrac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}}, \tag{2.14}$$

але приймається не більше 1,0.

β – коефіцієнт, прийнятий для важкого бетону 1,8;

$$\lambda_1 = \varphi_{f1}\left(1-\frac{h_f'}{2h_0}\right) = 0{,}715\left(1-\frac{3{,}8}{2\cdot 19}\right) = 0{,}643; \tag{2.15}$$

$$\lambda_2 = \varphi_{f2}\left(1-\frac{h_f'}{2h_0}\right) = 0{,}742\left(1-\frac{3{,}8}{2\cdot 19}\right) = 0{,}667;$$

$$\delta = \frac{M}{hh_0'R_{b,sec}}. \tag{2.16}$$

При короткочасному нормативному моменті від всього навантаження:

$$\delta_1 = \frac{35370}{32{,}6\cdot 19^2\cdot 22} = 0{,}139;$$

При короткочасному нормативному моменті й тимчасовій тривалій напрузі від всього навантаження:

$$\delta_2 = \frac{31328}{32{,}6\cdot 19^2\cdot 22} = 0{,}121$$

При тривалому нормативному моменті й тимчасовій тривалій напрузі від всього навантаження:

$$\delta_3 = \frac{31328}{32{,}6\cdot 19^2\cdot 22} = 0{,}121.$$

Обчислюємо ξ:

$$\xi_1 = \frac{1}{1{,}8+\dfrac{1+5(0{,}139+0{,}064)}{10\cdot 0{,}11}} = 0{,}275;$$

$$\xi_2 = \frac{1}{1{,}8+\dfrac{1+5(0{,}121+0{,}064)}{10\cdot 0{,}11}} = 0{,}117;$$

$$\xi_3 = \frac{1}{1{,}8+\dfrac{1+5(0{,}121+0{,}066)}{10\cdot 0{,}11}} = 0{,}28.$$

Значення z обчислюється за формулою (2.17):

$$z = h_0\left[1-\frac{\frac{h_f'}{h_0}\varphi_f+\xi^2}{2(\varphi_f+\xi)}\right]; \qquad (2.17)$$

$$z_1 = 0{,}19\left[1-\frac{\frac{0{,}38}{0{,}19}\cdot 0{,}0715+0{,}275^2}{2(0{,}0715+0{,}275)}\right]=0{,}13;$$

$$z_2 = 0{,}19\left[1-\frac{\frac{0{,}38}{0{,}19}\cdot 0{,}0715+0{,}117^2}{2(0{,}0715+0{,}117)}\right]=0{,}111;$$

При тривалому навантаженні:

$$z_3 = 0{,}19\left[1-\frac{\frac{0{,}38}{0{,}19}\cdot 0{,}0742+0{,}28^2}{2(0{,}0742+0{,}28)}\right]=0{,}129.$$

Коефіцієнт ψ_s обчислюється за формулою (2.18):

для короткочасної:

$$\psi_{s1}=1{,}25-\varphi_{b1}\varphi_m=1{,}25-1{,}1\cdot 1=0{,}15, \qquad (2.18)$$

для тривалої:

$$\psi_{s2}=1{,}25-\varphi_{b2}\varphi_m=1{,}25-0{,}8\cdot 1=0{,}45$$

Обчислюємо для короткочасного навантаження:

$$\left(\frac{1}{r_c}\right)_1=\frac{35370}{0{,}19\cdot 0{,}13}\left[\frac{0{,}15}{2{,}1\cdot 10^{11}\cdot 0{,}129}+\frac{0{,}9}{(0{,}0715+0{,}275)\cdot 0{,}326\cdot 0{,}19\cdot 32{,}5\cdot 10^{10}\cdot 0{,}45}\right]=0{,}000418;$$

$$\left(\frac{1}{r_c}\right)_2=\frac{31328}{0{,}19\cdot 0{,}111}\left[\frac{0{,}15}{2{,}1\cdot 10^{11}\cdot 0{,}129}+\frac{0{,}9}{(0{,}075+0{,}117)\cdot 0{,}326\cdot 0{,}19\cdot 32{,}5\cdot 10^{10}\cdot 0{,}45}\right]=0{,}00017;$$

для тривалого навантаження:

$$\left(\frac{1}{r_c}\right)_2=\frac{31328}{0{,}19\cdot 0{,}129}\left[\frac{0{,}45}{2{,}1\cdot 10^{11}\cdot 0{,}129}+\frac{0{,}9}{(0{,}0742+0{,}28)\cdot 0{,}326\cdot 0{,}19\cdot 32{,}5\cdot 10^{10}\cdot 0{,}15}\right]=0{,}0011;$$

$$\left(\frac{1}{r_c}\right)_1-\left(\frac{1}{r_c}\right)_2+\left(\frac{1}{r_c}\right)_3=0{,}000418-0{,}00017+0{,}0011=0{,}001348.$$

Обчислюємо прогин f у такий спосіб: $f_{max} = (5/48)615^2 \cdot 0{,}001348 = 0{,}00548\ м$, що менше $f_{lim} = 3см$ для елементів перекриттів із плоскою стелею при $l = 6 \div 7{,}5\ м$ ([10]).

2.1.2.6 Розрахунок плити по розкриттю тріщин

Плита перекриття, згідно [10], ставиться до третьої категорії тріщиностійкості як елемент, експлуатований у закритому приміщенні й армований стрижнями зі сталі класу А300. Гранично припустима ширина розкриття тріщин $a_{crc1} = 0{,}4мм$ і $a_{crc2} = 0{,}3мм$.

Для елементів третьої категорії тріщиностійкості, що розраховують по розкриттю тріщин, нормальних до поздовжньої осі, при дії короткочасних і тривалих навантажень повинне дотримуватися умова (2.19):

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} < a_{crc.max}, \tag{2.19}$$

де $a_{crc1} - a_{crc2}$ – збільшення ширини розкриття тріщин у результаті короткочасного збільшення навантаження від постійної й тривалої до повної;

a_{crc3} – ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійних і тривалих навантажень.

Ширину розкриття тріщин визначаємо за формулою (2.20):

$$a_{crc} = \delta\varphi_l\eta\frac{\sigma_s}{E_s}20(3{,}5 - 100\mu)\sqrt[3]{d}\delta_a \tag{2.20}$$

для обчислення a_{crc} використаємо дані норм [10] і величини, отримані при визначенні прогинів:

$\delta = 1$ – як для елементів, що згинають;

$\eta = 1$ – для стрижневих арматур періодичного профілю;

$d = 1{,}4см$ – з розрахунку;

$E_s = 2{,}1 \cdot 10^5\ МПа$ – для сталі класу А300;

$\delta = 1$, тому що $a_s = 3см < 0{,}2/h = 0{,}2 \cdot 22 = 4{,}4см$;

$\varphi_f = 1$ – при короткочасних навантаженнях і $\varphi_f = 1{,}6 - 15\mu$ – при постійних і тривалих навантаженнях;

$$\mu\alpha = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{10{,}41}{32{,}6 \cdot 19} = 0{,}0168 < \mu = 0{,}02.$$

приймаємо $\mu = 0{,}02$, тоді $\varphi_f = 1{,}6 - 15 \cdot 0{,}02 = 1{,}3$;

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z_1} = \frac{M}{W_s}.$$

Визначаємо z_1 за формулою (2.21):

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{\varphi_f' h_f'/h_0 + \xi^2}{2(\varphi_f' + \xi)}\right], \qquad (2.21)$$

де $\varphi_f' = 0{,}55$; $h_f'/h_0 = 3{,}8/22 = 0{,}173$; $h_0 = 19см$; знаходимо ξ за формулою (2.14):

$$\lambda = \varphi_f'\left[1 - \frac{h_f'}{(2h_0)}\right] = 0{,}55\left[1 - \frac{3{,}8}{2 \cdot 19}\right] = 0{,}495.$$

Значення δ від дії всього нормативного навантаження (2.16):

$$\delta = \frac{M^n}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{3537000}{22(100)147 \cdot 19^2} = 0{,}03;$$

те ж, від дії постійного й тривалого навантаження:

$$\delta_M = \frac{M_M}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{3132800}{22(100)147 \cdot 19^2} = 0{,}026;$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s E_s}{bh_0 E_b} = \frac{10{,}41 \cdot 2{,}1 \cdot 10^5}{32{,}6 \cdot 19 \cdot 32500} = 0{,}11.$$

Обчислюємо ξ при короткочасній дії всього навантаження за формулою:

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5(0{,}03 + 0{,}495)}{10 \cdot 0{,}108}} = 0{,}193 > \frac{h_f'}{h_0} = 0{,}173;$$

продовжуємо розрахунок як таврових перетинів.

Значення z_1 за формулою (2.21):

$$z_1 = h_0\left[1 - \frac{0{,}55 \cdot 0{,}173 + 0{,}193^2}{2(0{,}55 + 0{,}193)}\right] = 17{,}3см.$$

Пружно-пластичний момент опору залізобетонного таврового перетину після утворення тріщин

$$W_s = A_s z_1 = 10{,}41 \cdot 17.3 = 180{,}167см^3.$$

Розрахунок по тривалому розкриттю тріщин.

$M_{ld} = 31{,}328кН \cdot м$. Напруга в розтягнутій арматурі при дії постійних і тривалих навантажень:

$$\sigma_{s2} = M_{ld} / W_s = 31{,}328 \cdot 10^5 / 220 = 14240Н / см^2 = 142{,}4МПа.$$

де $W_s = 220см^3$ прийнято без перерахування величини z_1, тому що значення ξ при підстановці у формулу (2.14) параметра $\delta_{ld} = 0{,}026$ (замість $\delta = 0{,}05$) змінюється мало.

Ширина розкриття тріщини від дії постійного й тривалого навантажень при $\varphi_l = 1{,}3$

$$a_{crc3} = 1 \cdot 1 \cdot 1{,}3 \frac{142{,}4}{2{,}1 \cdot 10^5} 20(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}02)\sqrt[3]{14} \cdot 1 = 0{,}0637мм < a_{crc\,max} = 0{,}3мм;$$

умова задовольняється.

Розрахунок по короткочасному розкриттю тріщин.

$M^n = 35{,}370кН \cdot м$; $M_{ld} = 31{,}328кН \cdot м$; a_{crc} визначаємо за формулою (2.19).

Напруга в розтягнутих арматурах при спільній дії всіх нормативних навантажень:

$$\sigma_{s1} = M^n / W_s = 35{,}370 \cdot 10^5 / 220 = 16077Н / см^2 = 161\,МПа.$$

Збільшення напруги від короткочасного збільшення навантаження від довгостроково діючої до її повної величини $\Delta\sigma_s = \sigma_{s1} - \sigma_{s2} = 161 - 142{,}4 = 18{,}37 МПа.$

Відповідне збільшення ширини розкриття тріщин буде:

$$\Delta a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{17{,}37}{2{,}1 \cdot 10^5} 20(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}02) \cdot \sqrt[3]{14} \cdot 1 = 0{,}0063 мм.$$

Ширина розкриття тріщин при спільній дії всіх навантажень $a_{crc} = 0{,}063 + 0{,}0637 = 0{,}07 мм < a_{crc1\,max} = 0{,}4 мм$, тобто умова задовольняється.

Значення a_{crc} за формулою (2.17) можна підраховувати без попереднього обчислення напруг $\Delta\sigma_s$, підставляючи у формулу значення $\sigma_s = M / W_s$. У цьому випадку розрахунок значень a_{crc} буде мати такий вигляд:

$$a_{crc1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{35{,}37 \cdot 10^5}{220 \cdot 2{,}1 \cdot 10^5 (100)} 20(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}02) \cdot \sqrt[3]{14} \cdot 1 = 0{,}055 \text{ мм;}$$

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{31{,}321 \cdot 10^5}{220 \cdot 2{,}1 \cdot 10^5 (100)} 20(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}02) \cdot \sqrt[3]{14} \cdot 1 = 0{,}049 \text{ мм;}$$

$$a_{crc3} = 1 \cdot 1 \cdot 1{,}3 \frac{31{,}321 \cdot 10^5}{220 \cdot 2{,}1 \cdot 10^5 (100)} 20(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}02) \cdot \sqrt[3]{14} \cdot 1 = 0{,}0637 < a_{crc} = 0{,}3 \text{ мм;}$$

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0{,}055 + 0{,}049 + 0{,}0637 = 0{,}1677 < a_{crc\,max} = 0{,}4 \text{ мм.}$$

2.1.2.7 Перевірка за розкриттям тріщин, похилих до поздовжньої осі

Ширину розкриття тріщин, похилих до поздовжньої осі елемента й армованих поперечними арматурами, визначають із формули (2.22):

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0{,}6\sigma_w d_w \eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0{,}15 E_b (1 + 2\alpha\mu_w)}, \qquad (2.22)$$

де φ_l – коефіцієнт, рівний 1,0 при обліку короткочасних навантажень, включаючи постійні й тривалі навантаження нетривалої дії, і 1,5 для важкого

бетону природної вологості при обліку постійних і тривалих навантажень тривалої дії; $\eta = 1{,}4$ – для гладких дротових арматур [10];

$d_w = 6 \varnothing A240$ – діаметр поперечних стрижнів (хомутів);

$\alpha = E_s / E_b = 2{,}1 \cdot 10^5 / (3{,}25 \cdot 10^4) = 6{,}46$; $\mu_w = A_{sw} / (bs) = 0{,}85 / (31{,}2 \cdot 10) = 0{,}0027$

(тут A_{sw} – площа перетину поперечних стрижнів; у трьох каркасах передбачено $3 \varnothing 6 A240$ $A_{sw} = 3 \cdot 0{,}283 = 0{,}85\ см^2$).

Напруга в поперечних стрижнях (хомутах):

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} h_0} s \le R_{s,sw}, \tag{2.23}$$

де $Q_{b1} = 0{,}8 \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt,ser} b h_0^2 / c = 0{,}8 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \cdot 1{,}8(100) \cdot 32{,}6 \cdot 19^2 / 38 = 66{,}98 \cdot 10^3\ Н.$

тут $\varphi_n = 0$; $c - 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38\ см$;

$\sigma_{sw} = \dfrac{23005 - 66895}{0{,}85 \cdot 19} 10 < 0$ (виходить негативна величина);

$Q^n = 23005 Н$ – поперечна сила від дії повного нормативного навантаження при $\gamma_f = 1{,}1$; $Q^n_{sl} = 20376\ Н$ – тривалої навантажень.

Тому що σ_{sw} з розрахунку величина негативна, то розкриття тріщин, похилих до поздовжньої осі, не буде.



Рисунок 2.2 – Опалубне креслення плити П-1

Перевірка плити на монтажні навантаження.

Плита має чотири монтажні петлі зі сталі класу А240, які розташовані на відстані 70 см від кінців плити (рис. 2.2). З врахуванням коефіцієнта динамічності $\kappa_d = 1{,}4$ розрахункове навантаження від власної ваги панелі:

$$q = k_d \gamma_f g b = 1{,}4 \cdot 1{,}4 \cdot 2750 \cdot 1{,}49 = 6310{,}15 \ Н/м.$$

де $q = h_{red} p = 0{,}11 \cdot 2500 = 2750 \ Н/м$ – власна вага панелі;

b – конструктивна ширина панелі;

h_{red} – наведена товщина панелі;

p – густина бетону.

Негативний згинальний момент консольної частини панелі:

$$M = \frac{ql_1^2}{2} = \frac{6310{,}15 \cdot 0{,}7^2}{2} = 1546 \ Н \cdot м. \qquad (2.24)$$

Цей момент сприймається поздовжніми монтажними арматурами каркасів. Думаючи, що $z_1 = 0{,}9h_0$, необхідна площа перетину зазначених арматур становить за формулою (2.5):

$$A_s = \frac{M}{z_1 R_s} = \frac{154600}{0{,}9 \cdot 19 \cdot 280(100)} = 0{,}32 \ см^2,$$

що значно менше прийнятої конструктивно арматур 3∅10 А300, $A_s = 0{,}32 \ см^2$, (див. рис. 2.1, перетин 2-2).

При підйомі панелі вага її може бути передана на дві петлі. Тоді зусилля на одну петлю становить:

$$N = \frac{ql}{2} = \frac{6310{,}15 \cdot 6{,}27}{2} = 19782 \ Н.$$

Площа перетину арматури петлі:

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{19782}{210(100)} = 0{,}942 \ см^2;$$

приймаємо конструктивно стрижні діаметром 12 мм, $A_s = 1{,}13 \ см^2$.

3 Основи та фундаменти

3.1 Вихідні дані для проєктування

Проєктований об'єкт являє собою триповерхову адміністративну будівлю з несучими цегляними стінами загальною площею 670,98 м². Районом будівництва є Харківська область. Загальна висота будівлі становить 11,2 м, товщина зовнішніх несучих стін прийнята 510 мм.

Район будівництва належить до I снігового та III вітрового району відповідно до чинних вимог щодо визначення кліматичних навантажень. Клімат району будівництва помірно континентальний. Середня температура найтеплішого місяця (липня) становить +21,6 °C, середня температура найхолоднішого місяця (січня) – близько –4,6 °C. Розрахункова температура зовнішнього повітря для холодного періоду року прийнята –23 °C відповідно до кліматичних параметрів району будівництва.

Проєктом передбачено виконання підготовчих робіт із видалення родючого шару грунту з його подальшим використанням для рекультивації території та озеленення прилеглої ділянки після завершення будівельних робіт.

Як фундаментну систему прийнято стрічкові фундаменти неглибокого закладання зі збірних залізобетонних елементів. Для улаштування фундаментів застосовуються фундаментні блоки та фундаментні плити заводського виготовлення відповідно до чинних вимог ДСТУ та серій типових конструкцій для збірних залізобетонних фундаментів.

Розрахунок основ і фундаментів виконується з урахуванням усіх розрахункових навантажень та впливів на будівлю відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». Під час розрахунків враховуються постійні, тимчасові довготривалі та короткочасні навантаження, а також найбільш несприятливі їх поєднання. До складу навантажень включаються

власна вага конструкцій, експлуатаційні навантаження, навантаження від перекриттів, покриття та снігові навантаження. При розрахунку за несучою здатністю снігове навантаження розглядається як короткочасне, а при розрахунку за деформаціями – відповідно до вимог нормативних документів.

Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика належать до простих. У геологічній будові ділянки виділяються два основні інженерно-геологічні елементи: верхній шар представлений рослинним грунтом потужністю в межах 0,6 – 1,0 м, нижче залягають суглинки, які характеризуються як непросадні та ненабухаючі. За результатами інженерно-геологічних вишукувань рівень грунтових вод у межах дослідженої глибини не виявлено.

Основні фізико-механічні характеристики грунтів будівельного майданчика наведено у табл. 1.1.

3.2 Аналіз інженерно-геологічних умов площадки будівництва

Проєктом передбачено зняття родючого шару грунту в межах будівельного майданчика з його подальшим раціональним використанням для виконання робіт з благоустрою та озеленення території забудови або проведення рекультивації порушених земель і відновлення сільськогосподарських угідь відповідно до вимог чинного природоохоронного законодавства.

Виконуємо розрахунок похідних характеристик грунту (суглинку):

1) питомої ваги сухого грунту $\gamma_d = \frac{\gamma}{1+\omega} = \frac{19}{1+0{,}18} = 16{,}1 (кН/м^3)$;

2) коефіцієнта пористості $e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{26{,}6 - 16{,}1}{16{,}1} = 0{,}65$;

3) ступінь вологості $S_r = \frac{\gamma_s \cdot \omega}{e \cdot \gamma_w} = \frac{26,6 \cdot 0,18}{0,65 \cdot 10} = 0,74$;

4) число пластичності $I_p = \omega_L - \omega_p = 0,25 - 0,15 = 0,1$;

5) показник плинності $I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0,18 - 0,15}{0,25 - 0,15} = 0,3$.

Грунти 2-го шару, тугопластичні суглинки можуть бути використані як основа для проєктованої будівлі.

3.3 Визначення глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаментів приймається з урахуванням комплексу факторів, що впливають на надійність та довговічність експлуатації будівлі, а саме:

– функціонального призначення та конструктивних особливостей проєктованої будівлі;

– величини та характеру навантажень і впливів, що передаються на фундаменти;

– глибини прокладання інженерних комунікацій;

– існуючого та проєктного рельєфу території забудови;

– інженерно-геологічних умов будівельного майданчика;

– гідрогеологічних умов ділянки та можливих змін рівня грунтових вод у процесі будівництва й експлуатації будівлі;

– нормативної глибини сезонного промерзання грунту.

Нормативна глибина сезонного промерзання грунту визначається на підставі багаторічних кліматичних спостережень як середнє значення максимальних річних глибин промерзання для відкритої горизонтальної

поверхні, очищеної від снігового покриву, за умови розташування рівня грунтових вод нижче зони сезонного промерзання.

Для району будівництва (Харківська область) нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту прийнято 0,9 м відповідно до ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд». Остаточна глибина закладання фундаментів визначається розрахунком з урахуванням інженерно-геологічних умов ділянки та конструктивних особливостей будівлі.

Розрахункову глибину сезонного промерзання грунту d_f, м, визначаємо за формулою

$$d_f = k_h d_{fn}, \tag{3.1}$$

де d_{fn} – нормативна глибина промерзання, дорівнює 0,9 м;

k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, прийнятий для зовнішніх фундаментів опалювальних споруд 1.

Отже $d_f = 0{,}9 \cdot 1 = 0{,}9 м$.

Ця ж розрахункова глибина промерзання приймається й при розрахунку основи для внутрішніх стін.

Глибина закладання фундаменту для даного опалювального будинку за умовами недопущення обдимання грунтів основи призначається для зовнішніх і внутрішніх фундаментів від рівня планування 1300 мм.

3.4 Визначення розмірів підошви стрічкового фундаменту

3.4.1 Визначення ширини підошви стрічкового фундаменту по осі Г

Глибина закладання фундаменту по осі Г становить 1,3 м, а його висота $h = 1{,}15 м$. Навантаження в рівні верху фундаменту $F = 266{,}2\ кН/м^2$. Товщина фундаментної стіни 60 см.

Попередню ширину підошви фундаменту призначаємо, користуючись значенням R_0 по табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Розрахункові опори R_0 пилувато-глинистих (не просадних) грунтів

Пилувато-глинисті грунти	Коефіцієнт пористості e	Значення R_0, кПа (кгс/см^2), при показнику плинності грунту	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супіски	0,5	300 (3)	300 (3)
	0,7	250 (2,5)	200 (2)
Суглинки	0,5	300 (3)	250 (2,5)
	0,7	250 (2,5)	180 (1,8)
	1,0	200 (2)	100 (1)
Глини	0,5	600 (6)	400 (4)
	0,6	500 (5)	300 (3)
	0,8	300 (3)	200 (2)
	1,1	250 (2,5)	100 (1)

Лінійно інтерполюючи по величині I_L, отримуємо $R_0 = 243 МПа \ (2{,}43 кгс/см^2)$.

Ширину підошви фундаменту визначаємо за формулою:

$$b = \frac{F}{R_0 - \gamma_m \cdot h}, \tag{3.2}$$

де γ_m – середньозважене значення питомої ваги фундаменту й грунту на обрізах фундаменту.

Приймаємо значення $\gamma_m = 20 \ кН/м^3$. Тоді ширина буде дорівнювати:

$$b = \frac{266{,}2}{243 - 20 \cdot 1{,}15} = 1{,}21 \ (м)$$

Врахуємо вплив глибини закладання фундаменту і його ширини на величину розрахункового опору за формулою:

$$R = R_0 \cdot \frac{1 + k_1 \cdot (b - b_0)}{b_0} \cdot \frac{(d + d_0)}{2 \cdot d_0}, \tag{3.3}$$

де k_1 – коефіцієнт, прийнятий для основ складених суглинками та глинами $k_1 = 0{,}05$;

$b_a = 1{,}0\ м$ – ширина фундаменту;

$d_0 = 2{,}0\ м$ – глибина закладання фундаменту.

Тоді $R = 243 \cdot \dfrac{1 + 0{,}05 \cdot (1{,}21 - 1{,}0)}{1{,}0} \cdot \dfrac{(1{,}3 + 2{,}0)}{2 \cdot 2{,}0} = 223{,}6 (кПа)$.

При цьому ширина фундаменту повинна бути прийнята рівної:

$$b = \frac{266{,}2}{223{,}6 - 20 \cdot 1{,}15} = 1{,}331 (м).$$

Приймаємо ширину підошви фундаменту по осі Г рівної $b = 1400 мм$.

Тиск по підошві фундаменту дорівнює:

$$p = \frac{266{,}2 + 20 \cdot 1{,}15 \cdot 1{,}4}{1{,}4} = 213{,}6\ (кН / м^2).$$

3.4.2 Визначення ширини підошви стрічкового фундаменту по осі В

Глибина закладання фундаменту по осі В становить 1,5 м, а його висота $h = 1{,}35 м$. Навантаження в рівні верху фунламенту $F = 398{,}9\ кН / м^2$. Товщина фундаментної стіни 40 см.

Попередню ширину підошви фундаменту призначаємо, користуючись значенням R_0 по табл. 3.1. Лінійно інтерполюючи по величині I_L, отримуємо $R_0 = 243 МПа\ \ (2{,}43 кгс / см^2)$.

Ширину підошви фундаменту визначаємо за формулою (3.2).

Приймаємо значення $\gamma_{mt} = 20\ кН / м^3$. Тоді ширина буде дорівнювати:

$$b = \frac{398{,}9}{243 - 20 \cdot 1{,}15} = 1{,}81 (м)$$

Врахуємо вплив глибини закладення фундаменту і його ширини на величину розрахункового опору за формулою (3.3)

Тоді $R = 243 \cdot \frac{1 + 0{,}05 \cdot (1{,}81 - 1{,}0)}{1{,}0} \cdot \frac{(1{,}5 + 2{,}0)}{2 \cdot 2{,}0} = 223 (кПа)$.

При цьому ширина фундаменту повинна бути прийнята рівної:

$$b = \frac{398{,}9}{223 - 20 \cdot 1{,}15} = 1{,}99 (м).$$

Приймаємо ширину підошви фундаменту по осі В рівній $b = 2000 мм$.

Тиск по підошві фундаменту дорівнює:

$$p = \frac{398{,}9 + 20 \cdot 1{,}15 \cdot 2{,}0}{2{,}0} = 222{,}4 \ (кН / м^2).$$

3.5 Визначення осідання фундаменту

3.5.1 Визначення осідання стрічкового фундаменту по осі Г

Для визначення осідання основи s використовуємо розрахункову схему у вигляді лінійно-деформованого півпростору. Осідання визначаємо методом пошарового підсумовування за формулою:

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}, \qquad (3.4)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – середнє значення додаткової вертикальної нормальної напруги в *i-ом* шарі грунту, рівне напівсумі зазначених напруг на верхній z_{i-1} та нижній z_i границях шару по вертикалі, що проходить через центр підошви фундаменту;

h_i і E_i – відповідно товщина й модуль деформації *i-го* шару грунту;

n – число шарів, на які розбита стислива товща основи.

Додаткові вертикальні напруги на глибині z від підошви фундаменту: σ_{zp} – по вертикалі, що проходить через центр підошви фундаменту, визначаємо за формулою:

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0, \qquad (3.5)$$

де α – коефіцієнт, прийнятий за табл. 3.2 залежно від форми підошви фундаменту, співвідношення сторін прямокутного фундаменту й відносної глибини, рівної: $\xi = 2z/b$ при визначенні σ_{zp};

$p_0 = p - \sigma_{zg,0}$ – додатковий вертикальний тиск на основу;

p – середній тиск під підошвою фундаменту;

$\sigma_{zg,0}$ – вертикальна напруга від власної ваги ґрунту на рівні підошви фундаменту (при плануванні зрізанням приймається $\sigma_{zg,0} = \gamma' d$, при відсутності планування й плануванню підсипанням $\sigma_{zg,0} = \gamma d_n$, де γ' – питома вага ґрунту, розтампованого вище підошви).

Таблиця 3.2 – Коефіцієнт α для фундаментів

$\xi = 2z / b$	Коефіцієнт α для фундаментів							
	Круглих	Прямокутних зі співвідношенням сторін $\eta = l / b$, рівним						Стрічкових
		1,0	($\eta \geq 10$)	1,8	2,4	3,2	5,0	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196

Продовження таблиці 3.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примітки:

1. У табл. 3.2 позначено: b – ширина або діаметр фундаменту, l – довжина фундаменту.
2. Для фундаментів, що мають підошву у формі правильного багатокутника із площею A, значення α приймаються як для круглих фундаментів радіусом $r = \sqrt{A/\pi}$.
3. Для проміжних значень ξ і η коефіцієнт α визначається за інтерполяцією.

Вертикальна напруга від власної ваги ґрунту σ_{zg} на границі шару, розташованого на глибині z від підошви фундаменту, визначаємо за формулою

$$\sigma_{zg} = \gamma' d_n + \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i, \qquad (3.6)$$

де: γ' – питома вага ґрунту, розташованого вище підошви фундаменту;

γ_i і h_i – відповідно питома вага й товщина *i-го* шару ґрунту.

Нижня межа товщини основи, що стискається, приймається на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = 0{,}2\ \sigma_{zg}$.

Планування площадки не робимо, тоді

$$\sigma_{zg,0} = 19 \cdot 1{,}3 = 24{,}7 \left(\frac{кН}{м^2}\right);$$

$$p_0 = 213{,}6 - 24{,}7 = 188{,}9 \left(\frac{кН}{м^2}\right).$$

Розбиваємо основу на шари товщиною $\Delta h = 0{,}6\ м$. При цьому:

$$\Delta\xi = \frac{2 \cdot \Delta h}{b} = \frac{2 \cdot 0.6}{1{,}4} = 0.857.$$

Обчислення наведені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3 – Розрахункові значення для визначення осідання фундаменту по осі Г

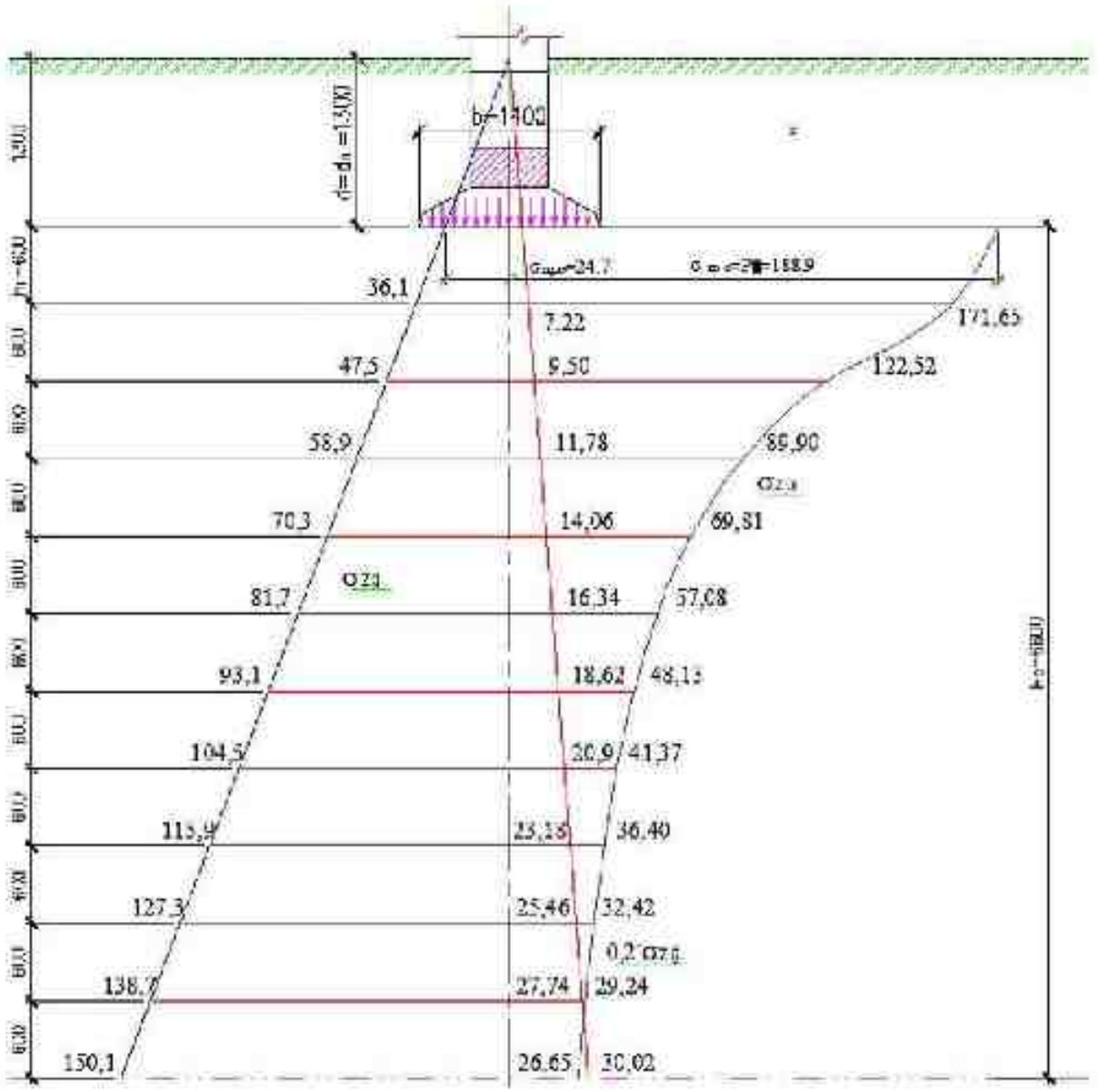
Глибина, м	ξ	α	σ_{zp}	σ_{zg}	$0{,}2 \cdot \sigma_{zg}$
1	2	3	4	5	6
0,6	0,857	0,863	171,6507	36,1	7,22
1,2	1,714	0,616	122,5224	47,5	9,50
1,8	2,571	0,452	89,9028	58,9	11,78
2,4	3,429	0,351	69,8139	70,3	14,06
3,0	4,286	0,287	57,0843	81,7	16,34
3,6	5,143	0,242	48,1338	93,1	18,62
4,2	6,000	0,208	41,3712	104,5	20,90
4,8	6,857	0,183	36,3987	115,9	23,18
5,4	7,714	0,163	32,4207	127,3	25,46
6,0	8,571	0,147	29,2383	138,7	27,74
6,6	9,429	0,134	26,6526	150,1	30,02

Відповідно до отриманих значень будуємо схему розподілу вертикальних напруг у лінійно-деформованому півпросторі рис 3.1.

Як видно з табл. 3.3 умова $\sigma_{zp} < 0{,}2\ \sigma_{zg}$ виконується на глибині 6,6 м нижче підошви фундаменту. Визначаємо осідання фундаменту по формулі (3.4):

$$s = 0{,}8 \cdot \frac{(147{,}08 + 106{,}21 + 79{,}86 + 63{,}45 + 52{,}61 + 44{,}75 + 38{,}88 + 34{,}41 + 30{,}83 + 27{,}95) \cdot 0{,}6}{11000} = 0{,}027\,(м) \cdot$$

Отримане осідання фундаменту по осі Г не перевищують припустимої величини $s_u = 10\,(см)$ [5].



D.L – відмітка планування; F.L – відмітка підошви фундаменту; B.C. – нижня межа стисливої товщі; d і d_n – глибина закладання фундаменту відповідно від рівня планування та поверхні природного рельєфу; b – ширина фундаменту; p – середній тиск під підошвою фундаменту; P_0 – додатковий тиск на основу; σ_{zg} і $\sigma_{zg,0}$ – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на глибині z від підошви фундаменту та на рівні підошви; σ_{zp} і $\sigma_{zp,0}$ – додаткове вертикальне напруження від зовнішнього навантаження на глибині z від підошви фундаменту та на рівні підошви; H_c – глибина стисливої товщі

Рисунок 3.1 – Схема розподілу вертикальних напружень у лінійно-деформованому півпросторі по осі Г

3.5.2 Визначення осідання стрічкового фундаменту по осі В

Для визначення осідання основи s використовуємо розрахункову схему у вигляді лінійно-деформованого півпростору. Осідання визначаємо методом пошарового підсумовуванням за формулою (3.4).

Додаткові вертикальні напруги на глибині z від підошви фундаменту: σ_{zp} – по вертикалі, що проходить через центр підошви фундаменту, визначаємо за формулою (3.5).

Вертикальна напруга від власної ваги ґрунту σ_{zg} на границі шару, розташованого на глибині z від підошви фундаменту, визначаємо за формулою (3.6)

Нижня межа товщини основи, що стискається приймається на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = 0{,}2\ \sigma_{zg}$.

Планування площадки не робимо, тоді

$$\sigma_{zg,0} = 19 \cdot 1{,}5 = 28{,}5 \left(\frac{кН}{м^2}\right);$$

$$p_0 = 222{,}4 - 28{,}5 = 193{,}9 \left(\frac{кН}{м^2}\right).$$

Розбиваємо основу на шари товщиною $\Delta h = 0{,}6\ м$. При цьому:

$$\Delta\xi = \frac{2 \cdot \Delta h}{b} = \frac{2 \cdot 0{,}6}{2{,}0} = 0{,}6.$$

Обчислення наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4 – Розрахункові значення для визначення осідання фундаменту по осі В

Глибина, м	ξ	α	σ_{zp}	σ_{zg}	$0,2\cdot\sigma_{zg}$
1	2	3	4	5	6
0,6	0, 600	0, 929	180,1331	39,9	7,98
1,2	1,200	0,755	146,3945	51,3	10,26
1,8	1,800	0,596	115,5644	62,7	12,54
2,4	2,400	0,477	92,4903	74,1	14,82
3,0	3,000	0,397	76,9783	85,5	17,1
3,6	3,600	0,337	65,3443	96,9	19,38
4,2	4,200	0,293	56,8127	108,3	21,66
4,8	4,800	0,258	50,0262	119,7	23,94
5,4	5,400	0,231	44,7909	131,1	26,22
6,0	6,000	0,208	40,3312	142,5	28,5
6,6	6,600	0,19	36,841	153,9	30,78
7,2	7,200	0,175	33,9325	165,3	33,06
7,8	7,800	0,162	31,4118	176,7	35,34

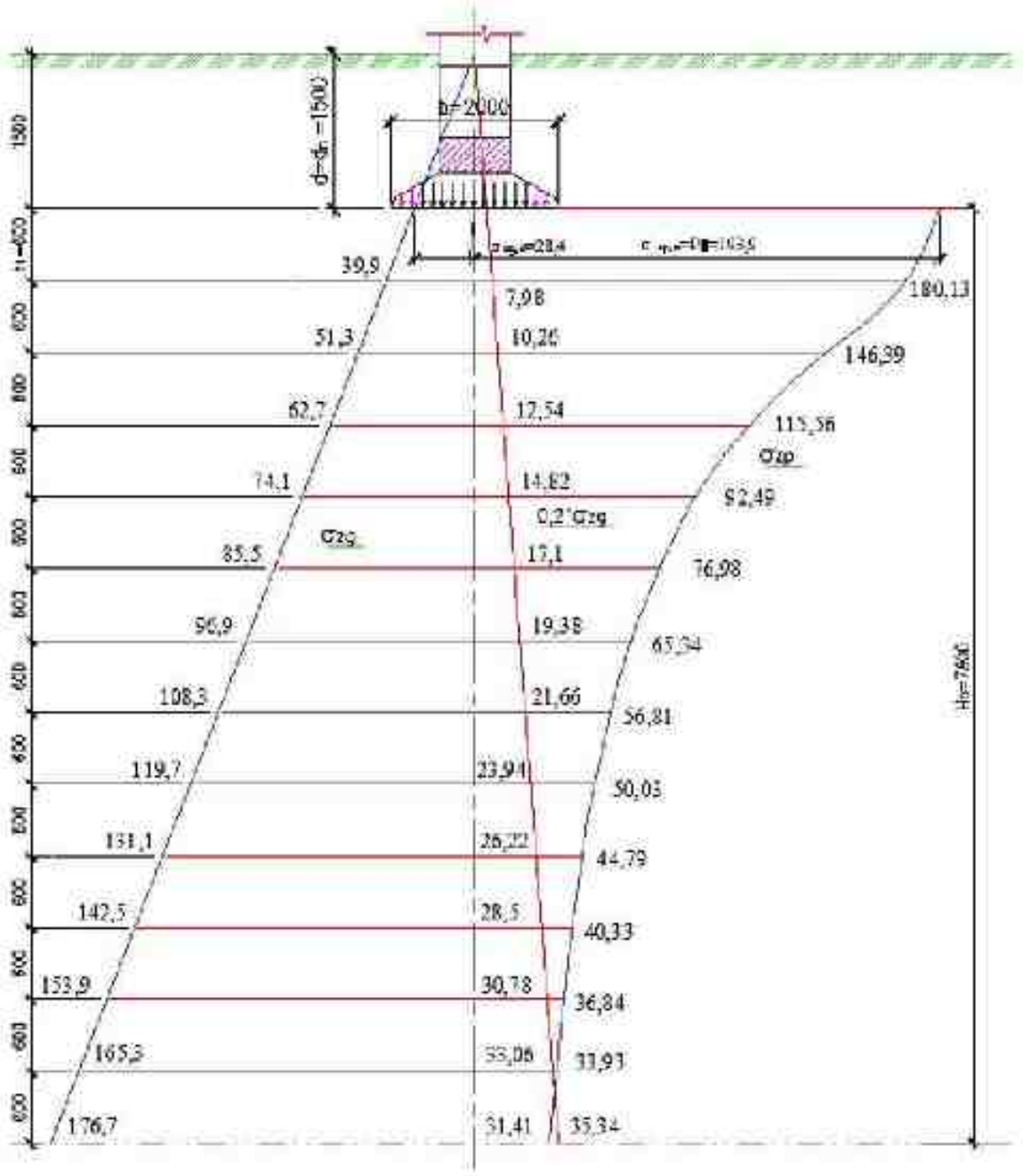
Відповідно до отриманих значень будуємо схему розподілу вертикальних напруг у лінійно-деформованому півпросторі рис 3.2.

Як видно з табл. 3.4 умова $\sigma_{zp} < 0,2\ \sigma_{zg}$ виконується на глибині 7,8 м нижче підошви фундаменту. Визначаємо осідання фундаменту за формулою (3.4):

$$s = 0,8\cdot\frac{(163,26+130,97+104,02+84,73+71,16+61,07+53,42+47,41+42,56+38,58+35,38+32,67)\cdot 0,6}{11000} =$$

$$= 0,036(м)$$

Отримане осідання фундаменту по осі В не перевищує припустимої $s_u = 10\ (см)$ [5].



D.L – відмітка планування; F.L – відмітка підошви фундаменту; B.C. – нижня межа стисливої товщі; d і d_n – глибина закладання фундаменту відповідно від рівня планування та поверхні природного рельєфу; b – ширина фундаменту; p – середній тиск під підошвою фундаменту; P_0 – додатковий тиск на основу; σ_{zg} і $\sigma_{zg,0}$ – вертикальне напруження від власної ваги грунту на глибині z від підошви фундаменту та на рівні підошви; σ_{zp} і $\sigma_{zp,0}$ – додаткове вертикальне напруження від зовнішнього навантаження на глибині z від підошви фундаменту та на рівні підошви; H_c – глибина стисливої товщі

Рисунок 3.2 – Схема розподілу вертикальних напружень у лінійно-деформованому півпросторі по осі В

4 Технологія та організація будівництва

4.1 Календарний графік виконання робіт

Календарний план (сітковий графік) виконання будівельно-монтажних робіт розробляється з метою раціональної організації будівництва, визначення послідовності виконання процесів, оптимального використання трудових і технічних ресурсів та забезпечення нормативних строків зведення об'єкта.

Під час розроблення календарного плану приймаються такі основні положення:

– передбачається виконання повного комплексу будівельно-монтажних робіт – від підготовчого періоду та організації будівельного майданчика до виконання робіт з благоустрою території та введення об'єкта в експлуатацію;

– тривалість будівництва приймається відповідно до чинних нормативних документів щодо організації будівельного виробництва та визначення строків будівництва;

– виконання будівельно-монтажних робіт передбачається із застосуванням сучасних технологій, ефективних методів організації праці та комплексної механізації будівельних процесів із забезпеченням економічної доцільності;

– календарним планом забезпечується максимально можливе суміщення окремих видів робіт за умови дотримання технологічної послідовності виконання процесів, вимог якості, охорони праці та безпеки виконання робіт;

– організація будівництва повинна забезпечувати рівномірне та безперервне завантаження робочих бригад, будівельних машин і механізмів, що сприяє підвищенню продуктивності праці та скороченню строків будівництва.

4.1.1 Об'єм будівельно-монтажних робіт та трудомісткість

Підрахунок об'ємів будівельно-монтажних робіт виконується відповідно до проєктних рішень, робочих креслень, специфікацій та чинних нормативних документів з визначення обсягів робіт і кошторисного нормування у будівництві. Обсяги робіт визначаються у відповідних одиницях виміру залежно від виду робіт (м³, м², м.п., шт., т тощо).

Для робіт підготовчого періоду, електромонтажних, санітарно-технічних та інших спеціалізованих видів робіт обсяги визначаються за відомостями підрахунку трудомісткості та прийнятими технологічними рішеннями організації будівництва.

Отримані результати підрахунку систематизуються відповідно до прийнятої номенклатури робіт і заносяться до таблиці 4.1 «Відомість об'ємів робіт», яка використовується як вихідна база для визначення трудових витрат, потреби в матеріально-технічних ресурсах та розроблення календарного плану виконання будівельно-монтажних робіт.

Таблиця 4.1 – Відомість об'ємів будівельно-монтажних робіт

№п.п.	Найменування робіт	Од. вим.	Кількість
1	2	3	4
1	Роботи підготовчого періоду	$\frac{ч.}{дн.}$	154
2	Земляні роботи		
2.1	Планування площ механізованим способом, група грунтів 3	1000 $м^2$	0,67
2.2	Розробка грунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшевими дизельними на гусеничному ході з ківшом місткістю 0,65 [0,65-1] $м^3$, група грунтів 3	1000 $м^3$	4,45
2.3	Робота на відвалі, група грунтів 2-3	1000 $м^3$	4,45
2.4	Засипання траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт з переміщенням грунту до 5 м, група грунтів 2	1000 $м^3$	0,58

Продовження таблиці 4.1

1	2	3	4
2.5	Ущільнення грунту пневматичними трамбувашпями, група грунтів 1-2	100 $м^3$	5,84
2.6	Засипання вручну траншей пазух котлованів і ям, грунт 2 групи	1000 $м^2$	0,65
3	Фундаменти		
3.1	Улаштування бетонної підготовки	100 $м^3$	0,3
3.2	Монтаж блоків і плит стрічкових фундаментів при глибині котловану до 4 м і масі конструкції 0,5-3,3 т	100 *шт.*	1,05
3.3	Монтаж блоків стін підвалів	100 *шт.*	1,06
3.4	Кладка зовнішніх стін із цегли	$м^3$	43,3
4	Стіни		
4.1	Цегляне мурування зовнішніх стін із силікатної цегли	*м*3	768,26
4.2	Ізоляція теплоізоляційними виробами	*м*3	0,09
4.3	Армування сітками із дроту холодно тягнутого	т	0,004
4.4	Цегляне мурування внутрішніх стін	*м*3	194,51
4.5	Монтаж перемичок	100 *шт*	3,86
5	Монтаж плит перекриття до 10 $м^2$ при масі до 5 т	100 *шт*	1.99
6	Покрівля		
6.1	Улаштування обмазувальної пароізоляції покриттів у два шари з бітумної мастики	100 $м^2$	6,25
6.2	Утеплення покриттів плитами фіброліта або піноскла насухо, плитами з легких бетонів	100 $м^2$	6,25
6.3	Бетонування легким бетоном по ухилу	*м*3	93,77
6.4	Улаштування асфальтових стяжок, що вирівнюють, товщиною 15 мм	100 $м^2$	6,25
6.5	Улаштування покрівель рулонних плоских 4 шарових на бітумній антисептичній мастиці із захисним шаром із гравію на бітумній антисептичній мастиці з руберойду РМ-350	100 $м^2$	6,25
7	Двері		
7.1	Монтаж дверних блоків у перегородках із площею прорізу до 3 $м^2$	100 $м^2$	0,9
7.2	Монтаж зовнішніх і внутрішніх дверних блоків у кам'яних стінах площа прорізу до 3 $м^2$	100 $м^2$	0,30
7.3	Монтаж зовнішніх і внутрішніх дверних блоків у кам'яних стінах площа прорізу більше 3 $м^2$	100 $м^2$	0,40
8	Вікна		
8.1	Монтаж віконних блоків у кам'яних стінах, площа прорізів до та більше 2 $м^2$	100 $м^2$	0,92

Продовження таблиці 4.1

1	2	3	4
9	Перегородки		
9.1	Перегородки з керамічної цегли армовані, товщиною ½ цегли	100 $м^2$	1,08
9.2	Улаштування перегородок душових кабін і вбиральнь із гіпсокартонних плит	100 $м^2$	0,20
10	Підлоги		
10.1	Ущільнення грунту щебнем	100 $м^2$	5,37
10.2	Улаштування підстильних шарів бетонних	$м^3$	19,42
10.3	Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм	100 $м^2$	2,43
10.4	Улаштування покриттів на цементному розчині із плиток керамічних	100 $м^2$	2,82
10.5	Улаштування покриттів мозаїчних товщиною 20 мм без малюнка	100 $м^2$	5,08
10.6	Улаштування покриттів бетонних товщиною 30 мм	100 $м^2$	0,11
10.7	Улаштування бетонних стяжок товщиною 20 мм	100 $м^2$	7,17
10.8	Улаштування покриттів з лінолеуму полівінілхлоридного	100 $м^2$	7,17
10.9	Улаштування тепло- і звукоізоляції із плит мінераловатних	100 $м^2$	0,14
10.10	Улаштування тепло- і звукоізоляції із плит деревоволокнистих	100 $м^2$	0,36
10.11	Обклеювання руберойдом і гідроізолом	$м^2$	0,26
10.12	Обклеювання руберойдом і гідроізолом на нафтобітумі кожного наступного шару	100 $м^2$	0,26
11	Внутрішнє оздоблення		
11.1	Фарбування у середині приміщення поліпшення стель	100 $м^2$	14,38
11.2	Силікатне фарбування у середині приміщення по штукатурці й цеглі	100 $м^2$	1,33
11.3	Поліпшене фарбування полівінілацетатними водоемульсійними складами по збірних конструкціях, підготовлених під фарбування, стель теж	100 $м^2$	1,38
11.4	Поліпшена штукатурка у середині будинку вапняним розчином по цеглі й бетону стін	100 $м^2$	33,69
11.5	Поліпшене фарбування масляними фарбами по штукатурці стін	100 $м^2$	13,69
11.6	Силікатне фарбування у середині приміщення по штукатурці й цеглі стін	100 $м^2$	4,52
11.7	Клейове фарбування у середині приміщення	100 $м^2$	14,79

Продовження таблиці 4.1

1	2	3	4
12	Зовнішнє оздоблення		
12.1	Зовнішнє облицювання по цегляній і бетоній поверхні керамічними окремими плитками цоколя стін й ганків	100 $м^2$	0,35
13	Сходи й площадки		
13.1	Монтаж сходових маршів масою 1 т без зварювання	100 *шт*	0,10
14	Сантехнічні роботи	%	10
15	Електромонтажні роботи	%	10
16	Благоустрій озеленення	%	8
17	Здача об'єкта	%	1
		$\frac{ч.}{дн.}$	16,0

Трудомісткість будівельно-монтажних робіт і потреба в роботі будівельних машин та механізмів визначаються на підставі розрахованих обсягів робіт із використанням чинних ресурсних елементних кошторисних норм, нормативних показників трудових витрат та технологічних карт виконання робіт. Розрахунки виконуються методом калькуляції трудових і машинних витрат для кожного виду робіт окремо.

Результати розрахунків трудомісткості та потреби в машинному часі систематизуються і заносяться до таблиці 4.2, яка є основою для визначення чисельності працівників, формування складу будівельних бригад та розроблення календарного плану виконання робіт.

Для робіт підготовчого періоду трудомісткість приймається укрупненим методом у розмірі 5 % від загальної трудомісткості основних будівельно-монтажних робіт. До складу підготовчого періоду включаються роботи з підготовки будівельного майданчика, організації тимчасової інфраструктури, улаштування під'їздів та забезпечення умов для виконання основного циклу будівництва.

Трудомісткість спеціальних і завершальних робіт визначається у відсотковому співвідношенні до трудомісткості основних будівельно-монтажних робіт. Для робіт з благоустрою та озеленення території приймається

нормативний показник у розмірі 8 %, що враховує виконання робіт із планування території, улаштування покриттів, озеленення та приведення території до проєктного стану.

4.1.2 Технологія виконання робіт і вибір комплектів будівельних машин і механізмів

Цегла, викладена на піддонах пакетами з перехресною перев'язкою або в «ялинку», транспортують бортовими машинами. Піддони зі стіновими матеріалами вивантажують на приоб'єктний склад, організований у зоні дії монтажного крана, і встановлюють у штабелі (в один або два яруси) на підкладки, покладені на спланованій площадці.

Вибір крана виконуємо для плити перекриття у такій послідовності:

– визначення вихідних даних (монтажної ваги конструкцій, висоти їхнього підйому й ін.);

– проєктування організації робочої ваги крана;

– технічний вибір кранів, можливих до застосування.

На підставі вивчення об'ємно-планувального й конструктивного рішення вибір монтажного механізму робимо по трьох основних параметрах: необхідної вантажопідйомності, висоті підйому гака й вильоту стріли.

Визначаємо необхідну вантажопідйомність:

$$G_м = n_1 \cdot G_0 + n_2 \cdot (g_{т.п.} + g_{зап.} + g_{в.у.}), \quad (4.1)$$

де n_1 – коефіцієнт надійності по навантаженню для власної ваги, $n_1 = 1,1$;

n_2 – коефіцієнт надійності по навантаженню для допоміжних пристосувань, $n_2 = 1,2$;

G_0 – власна маса вмонтованого блоку;

$g_{т.п.}$ – маса такелажних пристосувань, т;

$g_{м.о.}$ – маса монтажних пристосувань (оснащення), т;

$g_{д.у.}$ – маса конструкцій посилення, т;

$$G_м = 1{,}1 \cdot 5 + 1{,}2 \cdot (0{,}037 + 0 + 0{,}03) = 5{,}58 (т).$$

Визначаємо мінімальну висоту підйому гака:

$$H_{п.к.} = h_0 + h_з + h_к + h_{стр.},$$

де h_0 – різниця між рівнем установки конструкції, що монтується, в проєктне положення й рівнем стоянки монтажного механізму, м;

$h_з$ – величина зазору між конструкції, що монтується, й змонтованою частиною споруди за умов техніки безпеки, визначається залежно від довжини вмонтованої конструкції в плані (l, м);

$h_к$ – висота конструкції, що монтується, м;

$h_{стр.}$ – величина перевищення гака монтажного механізму над верхом конструкції, що монтується, (висота стропування), м;

$$H_{п.к.} = 11{,}2 + 0{,}5 + 0{,}22 + 4 = 16 (м).$$

Необхідний виліт стріли визначаємо залежно від схем руху крана, розмірів конструкції, що монтується, в плані, наявності раніше змонтованих конструкцій, що обмежують вільному переміщення стріли, і інших факторів. Визначення вильоту стріли L здійснюємо в кожному окремому випадку індивідуально, при цьому враховується наступне:

– наближення стріли до раніше змонтованих конструкцій не повинне бути менше 1,5 м по горизонталі й по вертикалі;

– наближення виступаючих елементів монтажного механізму до змонтованих конструкцій споруди неповинне бути менш 1,1 – 1,5 м.

Довжина стріли 25 м.

Приймаємо баштовий кран КБ-308 з довжиною стріли 25 м.

Потребу в основних будівельних машинах і механізмах наведено в табл. 4.2.

Таблиця 4.2 – Потреба в будівельних машинах і механізмах

Роботи	Основні машини й механізми	Кіль-кість
1	2	3
Роботи підготовчого періоду	Бульдозер гусеничний ДЗ-17А (108 к.с.)	1
Планування площ механізованим способом, група грунтів 1	Бульдозер гусеничний ДЗ-17А (108 к.с.) Автогрейдер ДЗ-14 (165 к.с.)	1,0 1,0
Розробка грунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшевими дизельними на гусеничному й колісному ході з ківшом місткістю 0,65 [0,65-1] $м^3$, група грунтів 3	Бульдозер гусеничний ДЗ-17А (108 к.с.) Одноковшевий екскаватор на гусеничному ходу ЭО-652Б (ємність ківшу 1 м3)	1,0 1,0
Робота на відвалі, група грунтів 2	Бульдозер гусеничний ДЗ-17А (108 к.с.) Автомобіль-самоскид МАЗ-503Б (вантажопідйомність 7 т, місткість кузова 5 $м^3$) Автомобіль КАМАЗ-4310, вантажопід. 5 т	1,0 1,0 1,0
Засипання траншів і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням грунту до 5 м, група грунтів 2	Бульдозер гусеничний ДЗ-17А (108 к.с.)	1,0
Ущільнення грунту пневматичними трамбуваннями, група грунтів 1-2	Компресор пересувний ПР-6М с двигуном внутрішнього згоряння (тиск до 0,8 МПа, подача 6 м3/хв) Трамбування ІЕ-4501	2,0 5,0
Пристрій бетонної підготовки	Кран на гусеничному ходу МКГ-25Б, вантажопідйомністю 16-3,1 т Автомобіль КАМАЗ - 4310, вантажопід. 5 т Вібратор ВЕРБ-63	1,0 1,0 2,0
Укладання блоків і плит стрічкових фундаментів при глибині котловану до 4м і масі конструкції 0,5-3,3т	Кран на гусеничному ходу МКГ-25Б, вантажопідйомністю 16-3,1 т Автомобіль КАМАЗ-4310, вантажопід. 5 т Вібратор ВЕРБ-63 Установка для зварювання ручною дуговою (постійного струму)	1,0 1,0 2,0 1,0
Кладка зовнішніх і внутрішніх стін, перегородок з керамічної цегли	Автомобіль КАМАЗ - 4310, вантажопідйомністю 5 т Баштовий кран КБ-308 вантажопід. 5т	1,0 1,0
Ізоляція теплоізоляційними виробами	Автомобіль КАМАЗ - 4310, вантажопідйомністю 5 т Баштовий кран КБ-308, вантажопід. 5т	1,0 1,0
Армування сітками із дроту холодно тягнутого	Автомобіль КАМАЗ - 4310, вантажопідйомністю 5 т Баштовий кран КБ-308, вантажопід. 5т	1,0 1,0

Продовження таблиці 4.2

Роботи	Основні машини й механізми	Кіль-кість
1	2	3
Монтаж перемичок	Автомобіль КАМАЗ - 4310, вантажопідйомністю 5 т Баштовий кран КБ-308, вантажопідйомн. 5 т	1,0 1,0
Монтаж панелей перекриття до 10 $м^2$ при масі до 5 т Монтаж сходових маршів масою 1 т	Баштовий кран КБ-308, вантажопідйомн. 5 т Автомобіль КАМАЗ-4310, вантажопідйомн. 5 т Вібратор ВЕРБ-63 Установка для зварювання ручною дуговою (постійного струму)	1,0 1,0 2,0 1,0
Монтаж перегородок душових кабін і санвузлів із гіпсокартонних плит	Автомобіль КАМАЗ - 4310, вантажопідйомністю 5 т Підйомники щоглові ТП-2	1,0 2,0
Улаштування покрівлі	Кран на гусеничному ходу МКГ-25Б, вантажопідйомністю 16-3,1 т Автомобіль КАМАЗ-4310, вантажопід. 5 т Баштовий кран КБ-308, вантажопідйомн. 5 т Вібратор ВЕРБ-63 Підйомники щоглові ТП-2	1,0 1,0 1,0 2,0 2,0
Монтаж дверних і віконних блоків	Автомобіль КАМАЗ-4310, вантажопідйомністю 5 т	1,0
Малярні та штукатурні роботи	Підйомники щоглові ТП-2 Пістолет розпилювач Розчинонасос Автомобіль КАМАЗ-4310, вантажопід. 5 т	2,0 2,0 2,0 1,0
Улаштування підлог	Автомобіль КАМАЗ-4310, вантажопід. 5 т Підйомники щоглові ТП-2 Вібратор ВЕРБ-63 Навантажувач одноковшевий	1,0 2,0 2,0 2,0

4.1.3 Графік виконання будівельно-монтажних робіт і графік потреби в трудових ресурсах

Календарний графік виконання будівельно-монтажних робіт і графік потреби в трудових ресурсах розробляються з метою визначення послідовності виконання будівельних процесів, раціонального використання трудових і технічних ресурсів, забезпечення нормативної тривалості будівництва та рівномірного завантаження виконавців.

Розроблення календарного графіка виконано на підставі таких вихідних даних:

1. номенклатури будівельно-монтажних робіт та відомості обсягів робіт (табл. 4.1);

2. відомості трудомісткості робіт і потреби в машино-змінах основних будівельних машин для механізованих процесів (табл. 4.2);

3. прийнятих методів виконання робіт і складу комплектів будівельних машин та механізмів;

4. нормативних вимог щодо організації будівельного виробництва та прийнятої тривалості будівництва об'єкта.

На підставі наведених вихідних даних визначаються:

– тривалість виконання окремих видів робіт із дотриманням технологічної послідовності їх виконання;

– взаємоузгодження будівельних процесів у часі з максимально можливим суміщенням робіт без порушення технологічних вимог;

– режими роботи будівельних машин і механізмів із забезпеченням ефективного використання технічних ресурсів;

– потреба в робочих кадрах із забезпеченням рівномірного розподілу трудових ресурсів протягом усього періоду будівництва;

– дотримання вимог охорони праці, виробничої безпеки та безпечної експлуатації будівельної техніки;

– необхідні технологічні перерви між окремими процесами для забезпечення якості виконання робіт і досягнення проєктних характеристик конструкцій.

Графік руху робітників формується з урахуванням рівномірного завантаження будівельних бригад та мінімізації простоїв, що забезпечує підвищення продуктивності праці та ефективну організацію будівельного виробництва.

Тривалість робіт повинна бути кратній зміні й визначається з урахуванням виконання норм виробітку на 105-110%. Визначаємо тривалість відповідно до формули:

$$T = \frac{\theta_p}{N \cdot K}, \tag{4.2}$$

де T – тривалість робіт, дн.;

θ_p – трудомісткість виду робіт, люд./дн.;

N – прийнята кількість робітників у бригаді;

К – коефіцієнт, що враховує виконання норм виробітки (1,05-1,10).

У процесі розробки календарного графіка дотримуємо вимоги рівномірного використання робітників. У міру складання графіка під ним вичерчуємо графік руху робочих кадрів і машин по об'єкту. Коефіцієнт нерівномірності руху робочих кадрів визначається відношенням максимальної кількості робітників за графіком до середнього й дорівнює:

$$K_н = \frac{N_{max}}{N_{ср}} = \frac{40}{24{,}02} = 1{,}66,$$

що задовольняє нормам.

4.1.4 Визначення потреби в основних будівельних конструкціях, матеріалах і виробах

Потреба об'єкта в будівельних конструкціях, матеріалах і виробах визначається на підставі відомості обсягів робіт з урахуванням нормативних витрат ресурсів на одиницю виконуваних робіт та результатів виконаних розрахунків.

Розрахунок потреби в матеріально-технічних ресурсах здійснюється відповідно до чинних ресурсних елементних кошторисних норм і прийнятих

технологічних рішень виконання будівельно-монтажних робіт. При визначенні потреби враховуються основні будівельні матеріали, збірні та монолітні конструкції, вироби, допоміжні матеріали, а також технологічні втрати в межах нормативних показників.

Отримані результати використовуються для планування постачання ресурсів, організації складського господарства, визначення потреби у транспортному забезпеченні та забезпечення безперервності виконання будівельно-монтажних робіт протягом усього періоду будівництва.

Дані заносимо у відомість потреби в будівельних конструкціях, виробах й матеріалах (табл. 4.3).

Таблиця 4.3 – Відомість потреби в будівельних конструкціях, виробах й матеріалах

Найменування будівельно-монтажних робіт	Од. вим.	Кіль-кість	Потреба в конструкціях, матеріалах і виробах				
			Найменуван-ня матеріальних ресурсів	Од. вим.	Потреба на од. вим. роботи	Загальна потреба	Обгрун-тування витрат
1	2	3	4	5	6	7	8
Улаштування огородження будівельного майданчика	100 $м^2$		Лісоматеріали Бруски 60 мм Дошки 22 мм Дошки 32 мм Болти буд-і	$м^3$ $м^3$ $м^3$ $м^3$ кг	1,37 1,01 2,59 0,8 7,3		7014-1
Монтаж фундаментних блоків, плит і стін	100 шт	2,11	Кон-ї збірні Бетон М-100 Роз-н ц/п М50	шт $м^3$ $м^3$	100 0,47 2,95	211 0,99 6,22	7-7
Цегельна кладка	$м^3$	1006	Роз-ї ц/п М50 Мастика	$м^3$ т	0,27 0,33	271,62 331,98	8-11-6
Монтаж перемичок	100 шт	3,86	Кон-ї збірні Роз-н ц/п М50	шт $м^3$	100 0,25	386 0,965	7-136
Улаштування перекриттів	100 шт	1,99	Кон-ї збірні Роз-н ц/п М50	шт $м^3$	100 0,25	199 0,5	7-220
Монтаж віконних і дверних блоків	100 $м^2$	2,52	Блоки віконні Блоки дверні Монт-а піна Толь	$м^2$ $м^2$ т $м^2$	100 100 29,3 177	252 252 73,8 446	9-155

Продовження таблиці 4.3

1	2	3	4	5	6	7	8
Улаштування підлог	100 $м^2$	28,22	Клей Лінолеум Плінтус Керам. плитка Роз-н п/п М50 Щебені Цем-й р-н Бетон Плити утеп-чі Руберойд Мармур. р-н	т $м^2$ м $м^2$ $м^3$ $м^3$ $м^3$ $м^3$ $м^2$ $м^2$ $м^3$	0,05 102 107 101 2,11 5,1		

4.1.5 Техніко-економічні показники за календарним планом

Тривалість будівництва - 170 днів;

Загальна трудомісткість - 4080 люд.-дн.;

Трудомісткість зведення на 1 м3 будівлі:

$$q = \frac{Q_{заг}}{O} = \frac{4080}{7514,9} = 0,54 (чел.-дн./м^3)$$

де О – будівельний об'єм будівлі, м^3;

$Q_{заг}$ – загальна трудомісткість робіт з об'єкта, люд.-дн.

Продуктивність праці - 103%;

Коефіцієнт перівномірності руху робітників, $K_н$;

Коефіцієнт перівномірності руху робітників на об'єкті визначається як середнє відношення максимального числа робітників до середнього в день.

$$K_н = \frac{N_{max}}{N_{ср}} = \frac{40}{24} = 1,66$$

$$N_{ср} = \frac{Q_{заг}}{T_{пр}} = \frac{4080}{170} = 24 (люд.)$$

Коефіцієнт суміщення процесів, $K_{сум}$;

$$K_{сум} = \frac{\Sigma T_c}{T_{нр}} = \frac{322}{170} = 1{,}89,$$

де T_c – сумарна тривалість виконання всіх будівельних процесів, якби вони виконувалися послідовно, дн.;

$T_{нр}$ – тривалість будівництва за графіком, дн.

$K_{зм}$ – коефіцієнт змінності,

$K_м$ – охоплення процесів комплексною механізацією,

4.2 Будівельний генеральний план об'єкта

Будівельний генеральний план розробляється для проєктованої адміністративної будівлі та виконується на аркуші формату А1 у прийнятому масштабі, що забезпечує наочність розміщення всіх елементів будівельного господарства та організації будівельного майданчика.

На будівельному генеральному плані умовними позначеннями відображаються:

– існуючі будівлі, споруди та інженерні комунікації, що зберігаються на період будівництва;

– проєктована будівля та об'єкти, які споруджуються в межах будівельного майданчика;

– тимчасові будівлі та споруди будівельного господарства, необхідні для забезпечення виконання будівельно-монтажних робіт;

– тимчасові інженерні мережі електропостачання, водопостачання, водовідведення та зв'язку;

– внутрішньомайданчикові автомобільні дороги, пішохідні проходи та під'їзди для будівельної техніки;

– місця розташування монтажних механізмів, зон їх роботи та небезпечних зон;

– відкриті й закриті складські майданчики для зберігання будівельних матеріалів, конструкцій та виробів;

– майданчики для складування конструкцій і розміщення засобів малої механізації;

– засоби пожежної безпеки та організації безпечного виконання робіт.

Під час розроблення будівельного генерального плану виконуються розрахунки потреби будівництва у тимчасових будівлях і спорудах адміністративно-побутового призначення, визначається потреба у водопостачанні, електропостачанні та інших інженерних ресурсах. Також здійснюється розрахунок складського господарства з визначенням площ складів, місць складування матеріалів та умов їх раціонального розміщення для забезпечення безперервності будівельного процесу.

Прийняті рішення будівельного генерального плану повинні забезпечувати безпечну організацію будівництва, раціональне використання території будівельного майданчика та дотримання нормативних вимог щодо охорони праці й навколишнього середовища.

4.2.1 Розрахунок складського господарства

Розрахунок ведемо заповнюючи табл. 4.4. У графи 1-3 включаємо основні матеріали, конструкції й деталі.

Найбільша добова витрата матеріалів (графа 4) визначається по формулі:

$$P_c = \frac{P \cdot K_1 \cdot K_2}{T}, \qquad (4.3)$$

де P – кількість матеріалів, необхідних для виконання робіт протягом розрахункового періоду (графа 3);

K_1 – коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів на склади (приймаємо рівним для автомобільного й залізничного транспорту 1,1);

K_2 – коефіцієнт нерівномірності споживання (приймаємо 1,3);

T – тривалість розрахункового періоду виконання робіт, протягом якої споживаються матеріали або деталі, днів.

Таблиця 4.4 – Складське господарство

Найменування конструкцій	Одиниця виміру	Кількість матеріалів для будівництва на розрахунковий період	Найбільша добова витрата, P_c	Норма запасу, дн., $t_н$	Прийнятий запас у натуральних показниках $P_н$	Норми зберігання матеріалів на 1 м² складу, V	Корисна площа складу, м², F	Коефіцієнт на проходи, β	Розрахункова площа складу, м²	Прийнята площа складу, м²	Розміри складу по УГС, м	Тип складу (відкритий, навіс, закритий)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Фундаментні блоки, плити й блоки стін-і	м³	488	87,2	7	610,6	1	610,6	0,7	872	896	32×4×6	Відкритий
Цегла силікатна	тис шт.	374,43	7,75	7	54,32	0,7	77,6	0,6	129	144	2(6×12)	Відкритий
Перемички з/б.	м³	13,92	9,95	7	69,66	1,1	63,3	0,7	90,4	108	3(6×6)	Навіс
Вікна, двері, плити, лісомат-ли	м²	504	144	10	1441,4	45	32	0,4	80	92	9×2,7×3,8	Закритий
Мастика, фарба Цемент	т т	1,45 79,67	0,1 1,5	12 12	1,24 18,22	1,2 2,5	1 0,8	0,5 0,3	1,2 75,9	92	9×2,7××3,8	Закритий
Плитний утеплювач	м³	97,49	27,9	10	279	12	23,2	0,7	33	47	6×2,7×2,9	Закритий

Прийнятий запас, дн. (графа 5), визначаємо за нормами зберігання матеріалів на складах. Прийнятий запас у натуральних показниках (графа 6) визначаємо за формулою:

$$P_n = P_c \cdot t_n, \tag{4.4}$$

Нормативна кількість матеріалів, конструкцій і виробів, що підлягають зберіганню на 1 м^2 площі складу (графа 7), визначаємо за довідковими даними.

Корисну площу складу без проходів (графа 8) визначаємо по формулі:

$$F = \frac{P_n}{V}, \tag{4.5}$$

де V – норма зберігання матеріалів на 1 м^2 площі складу.

Загальну розрахункову площу складу (графа 10) визначаємо по формулі:

$$S = \frac{F}{\beta}, \tag{4.6}$$

де β – коефіцієнт на проходи.

Розміри й типи закритих складів приймаємо на підставі уніфікованих типових секцій.

4.2.2 Розрахунок тимчасових будинків виробничого, санітарного й службового призначення

Проєктування тимчасових споруд виконуємо заповнюючи табл. 4.5.

Визначаємо розрахункове число робітників, ІТП і службовців (графа 2) Кількість робітників визначаємо для найбільш чисельної зміни за графіком руху робочої сили, а число ІТП, службовців і МОП приймаємо у відсотковому співвідношенні від максимального числа робітників на об'єкті: ІТП – 10%, службовці – 2,5%, МОП – 1,5%.

Перелік тимчасових будинків (графа 1) визначаємо виходячи з конкретних умов будівництва. Питомі значення площі на одного працюючого (графа 3) приймаємо за довідковими даними.

Тимчасові будинки й споруди на будівельному майданчику приймаємо пересувні або контейнерного типу.

Таблиця 4.5 – Розрахунок площі тимчасових споруд

Найменування тимчасових будинків	Розрахункова кількість робітників, ІТП, МОП, службовців	Значення показника на 1 робітника, ІТП	Площа по розрахунку, м²	Прийнятий будинок		Прийнята площа, м²	Кіль-кість будинків, шт.
				тип	Розміри по УТС, м		
1	2	3	4	5	6	7	8
Контора	3,0	3,0	9,0	Збірно-розбірний	2,7×6	16,2	1,0
Прохідна	1	0,187	3,0	Контейнер	2,7×3,0	8,1	2,0
Гардеробна	22,0	0,6	13,2	Пересувний	2,7×18	48,6	1,0
Душова з перед душовою	22,0	0,82	18,04				
Умивальна	22,0	0,06	1,32	Контейнер	2,7×9,0	20	1,0
Туалет	22,0	0,07	1,54	Контейнер	2,7×3	8,1	1,0
Кімната для прийому їжі	22,0	0,25	5,5	Контейнер	6,9×3,0	21,0	1,0

4.2.3 Розрахунок тимчасового водопостачання будівельного майданчика

На будівельному майданчику вода використовується для забезпечення виробничих процесів, господарсько-побутових потреб персоналу, санітарно-гігієнічних потреб, а також для забезпечення протипожежного захисту під час виконання будівельно-монтажних робіт.

Розрахункова потреба у воді визначається сумарно для всіх категорій споживачів на підставі календарного плану будівництва для періоду найбільш інтенсивного водоспоживання. Розрахунок виконується відповідно до нормативних показників питомих витрат води залежно від характеру та обсягів виконуваних робіт.

Проєктування системи тимчасового водопостачання будівельного майданчика виконується у такій послідовності:

– визначення потреби у воді для кожної групи споживачів протягом зміни та розрахунок загальної потреби об'єкта у водопостачанні;

– вибір та обґрунтування джерела водопостачання з урахуванням технічної можливості підключення до існуючих інженерних мереж;

– розроблення схеми тимчасового водопостачання на будівельному генеральному плані з максимальним використанням передбачених проєктом постійних мереж;

– визначення трасування тимчасових водопровідних мереж, розрахунок діаметрів трубопроводів, їх протяжності та забезпечення необхідних витрат і тиску води в системі.

Прийнята схема тимчасового водопостачання повинна забезпечувати безперебійне водозабезпечення будівельного майданчика протягом усього періоду будівництва, відповідати вимогам пожежної безпеки та створювати необхідні умови для безпечного виконання будівельно-монтажних робіт.

Розрахункова витрата води в л/зм. визначається по формулі:

$$Q_{заг} = 0{,}5 \cdot (Q_{вир} + Q_{сан}) + Q_{пож}, \qquad (4.7)$$

де $Q_{заг}$ – загальна розрахункова витрата води;

$Q_{вир}$ – витрата води на виробничі потреби;

$Q_{сан}$ – витрата води на господарські й санітарно-побутові потреби;

$Q_{пож}$ – витрата води для гасіння пожежі на будівельному майданчику.

Секундна витрата води на виробничі потреби в л/с визначається:

$$Q_{вир} = \frac{K_1 \cdot \Sigma q_v}{8{,}0 \cdot 3600}, \qquad (4.8)$$

де q_v – виробнича витрата кожного окремого споживача води (л/зм), одержуваний як добуток норми витрати на обсяг робіт у зміну, $q_v = 877{,}5 л/зм$;

K_1 – коефіцієнт змінної нерівномірності споживання, прийнятий рівним 1,5.

Тоді $Q_{пр} = \frac{1,5 \cdot 877,5}{8,0 \cdot 3600} = 0,046 (л/с)$.

Секундна витрата води на санітарно-побутові потреби на будмайданчику в л/с визначається:

$$Q_{заг} = K_2 \cdot \frac{N \cdot A}{8,0 \cdot 3600} + K_3 \cdot \frac{0,4 \cdot N \cdot A_1}{t_0 \cdot 60}, \quad (4.9)$$

де $K_2 \cdot \frac{N \cdot A}{8,0 \cdot 3600}$ – витрата води на господарсько-побутові потреби;

$K_3 \cdot \frac{0,4 \cdot N \cdot A_1}{t_0 \cdot 60}$ – витрата води на душові установки;

8,0 – тривалість зміни, год.;

N – максимальне число працюючих у зміну;

0,4 – коефіцієнт, що знижується, для тих хто користуються душем;

A – побутове споживання води одним працівником на будмайданчику, л/зм;

K_2 – коефіцієнт змінної нерівномірності водоспоживання, прийнятий рівним 1,5;

A_1 – витрата води на одного робітника, що користується душем, л;

t_0 – тривалість роботи душової установки (45 хв.).

Витрата води на пожежогасіння приймаємо 10 л/с.

Результати розрахунків зводимо в табл. 4.6.

Розрахункова витрата води на виробничі потреби дорівнює:

$$Q_{заг} = 0,5 \cdot (0,044 + 0,0013 + 10,0) = 10,04 (л/с).$$

Діаметри труб водогінної мережі, мм, розраховуємо за формулою:

$$d = 2 \cdot \sqrt{\frac{Q_{заг} \cdot 1000}{3,14 \cdot V}} \quad \text{або} \quad d = 35,69 \cdot \sqrt{\frac{Q_{заг}}{V}}, \quad (4.10)$$

де $Q_{заг} = 10,04 (л/с)$ – розрахункова витрата води;

$V = 2 м/с$ – швидкість руху води по трубах, для тимчасових трубопроводів.

Розрахункові діаметри труб $d_1 = 35,69 \cdot \sqrt{\frac{10,04}{2,0}} = 79,98 (мм)$. Приймаємо трубу для тимчасового водопроводу 83×2 за ДСТУ 8943:2019.

Таблиця 4.6 – Витрата води для тимчасового водопостачання

Споживачі	Од. виміру	Кіль-кість	Питома витрата води, л/см	Витрата води, л/с
1	2	3	4	5
Виробничі потреби				
1. Будівельні машини й механізми	шт.	3	150	0,0234
2. Кран КБ-308	шт.	1	150	0,0078
3. Компресор	шт.	1	2,5	0,0002
4. Бетономішалка	шт.	1	100	0,005
5. Розчинозмішувач	шт.	1	100	0,005
6. Цегельна кладка	тис. шт.	374,43	75	0,004
Разом				0,0446
Санітарно-побутові потреби				
1. Питні потреби, умивання	люд.	22	15	0,0007
2. Душові установки	люд.	22	12,5	0,0006
Разом				0,0459
Пожежогасіння	л			10,0

4.2.4 Розрахунок тимчасового електропостачання будівельного майданчика

Споживачами електричної енергії на будівельному майданчику є будівельні машини та механізми, електрифікований ручний інструмент, технологічне обладнання, що використовується під час виконання будівельно-монтажних робіт, а також системи внутрішнього і зовнішнього освітлення будівельного майданчика.

До складу електроспоживачів належать електроприводи механізмів, обладнання для виконання технологічних процесів, тимчасові адміністративно-побутові приміщення, освітлювальні установки робочих зон, під'їзних шляхів, місць складування матеріалів і території будівельного майданчика.

Розрахунок потреби в електропостачанні виконується на підставі календарного плану виконання будівельно-монтажних робіт, графіка роботи будівельних машин і механізмів, а також рішень будівельного генерального плану для періоду максимального електричного навантаження на об'єкті.

Під час визначення розрахункової електричної потужності враховується одночасність роботи споживачів, режими експлуатації обладнання та коефіцієнти попиту. На підставі отриманих розрахунків визначаються параметри системи тимчасового електропостачання, місця підключення до існуючих електромереж, необхідна потужність джерела живлення, а також схема прокладання тимчасових електричних мереж на будівельному майданчику.

Прийняті рішення щодо тимчасового електропостачання повинні забезпечувати безперебійну роботу будівельної техніки та обладнання, відповідати вимогам електробезпеки, охорони праці та пожежної безпеки протягом усього періоду будівництва.

Розрахунок потужності джерел електропостачання або трансформаторів робимо для випадку максимального споживання електроенергії одночасно по всіх споживачах на будмайданчику за формулою:

$$P = 1{,}1 \cdot \left(\Sigma \frac{P_c \cdot K_1}{\cos\varphi} + \Sigma \frac{P_T \cdot K_2}{\cos\varphi} + \Sigma P_{в.о} \cdot K_3 + \Sigma P_{з.о} \cdot K_4 \right), \qquad (4.11)$$

де P – споживна потужність трансформатора, кВт;

1,1 – коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі;

P_c – споживна потужність, кВт, на машини й установки;

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

$P_{в.о}$ – споживна потужність, кВт, для внутрішнього освітлення, визначаємо множенням питомої потужності на 1 м^2 площі приміщення на загальну освітлювану площу відповідно до генплану;

$P_{зо}$ – споживна потужність, кВт, для зовнішнього освітлення;

K_1, K_2, K_3, K_4 – коефіцієнти попиту, що залежать від числа споживачів;

$\cos\varphi$ – коефіцієнт потужності, що залежить від характеру, кількості й навантаження споживачів силової енергії.

Витрата електроенергії визначаємо на укрупнений вимірник відповідного виду робіт, на одиницю продукції, будівельні машини й освітлення за нормативними даними.

Результати розрахунку зводимо в табл. 8.

Таблиця 4.7 – Витрата електроенергії для енергопостачання будівельного майданчика

Найменування споживачів (видів робіт)	Од. вим.	Кіль-ть, обсяг, площа	Норма на од. вим. або встановлена потужність, кВт	Загальна встановлена потужність електро-енергії, кВт	Коефіцієнти попиту K_c
1	2	3	4	5	6
Виробничі потреби					
Бульдозер	шт.	1,0	60	60	0,75
Екскаватор		1,0	48	48	0,5
Автогрейдер		1,0	48	48	0,5
Кран КБ-308		1,0	40	40	0,3
Кран МКГ-25Б		1,0	60	60	0,3
Компресор		1,0	8	8	0,7
Бетономішалка		1,0	1	1	0,7
Розчинозмішувач		1,0	5,5	5,5	0,7
Разом				270,5	
Технологічні потреби					
Освітлення кам'яних робіт	$м^2$	670,9	0,0008	1,95	1
Освітлення бетонних робіт		670,9	0,0012	1,85	1
Разом				274,3	
Внутрішнє електроосвітлення					
Контора	$м^2$	16,2	0,015	0,243	0,8
Прохідна		8,1	0,010	0,081	0,8
Гардеробна й душова		48,6	0,012	0,583	0,8
Умивальна		20,0	0,013	0,260	0,8
Туалет		8,1	0,010	0,081	0,8
Кімната для прийому їжі		21	0,010	0,210	0,8
Закритий склад		231	0,010	2,310	0,2
Разом				3,768	
Зовнішнє електроосвітлення					
Території будмайданчика	$м^2$	7630	0,0035	3,12	1,0
Освітлення відкритих складів	$м^2$	1224	0,0006	0,73	
Охоронне освітлення території	пог.м	356,4	0,0015	0,53	
Прожектори	шт.	10	0,5	5,0	
Разом				287,448	

Тоді розрахункова потужність трансформатора буде дорівнює:

$$P = 1{,}1 \cdot \left(\frac{60 \cdot 0{,}7}{0{,}6} + \frac{2 \cdot 48 \cdot 0{,}5}{0{,}6} + \frac{(40+60) \cdot 0{,}3}{0{,}5} + \frac{(8+1+5{,}5) \cdot 0{,}7}{0{,}4} + 1{,}95 + 1{,}85 + 1{,}45 \cdot 0{,}8 + 2{,}31 \cdot 0{,}2 + 9{,}38 \right) = 275{,}2$$

За отриманою розрахунком потужністю обираємо тимчасову інвентарну трансформаторну підстанцію ТМ-320/6 потужністю 320 кВт.

4.2.5 Техніко-економічні показники будівельного генерального плану

Площа будівельного майданчика (будгенплану) – 7630 м^2;

Площа споруджуваної будівлі – 670,98 м^2;

Площа тимчасових будівель – 353 м^2;

Довжина тимчасових доріг – 380,2 м;

Довжина тимчасового водопроводу – 272,1 м;

Довжина тимчасової каналізації – 76,3 м;

Довжина тимчасових мереж енергопостачання – 382,0 м;

Довжина тимчасових огороджень – 356,4 м;

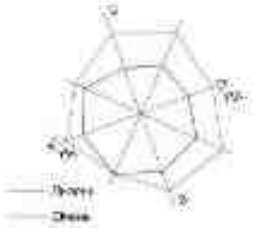
Компактність будгенплану – 4,6%;

Коефіцієнт використання площі тимчасовими будинками й спорудами – 21,6.

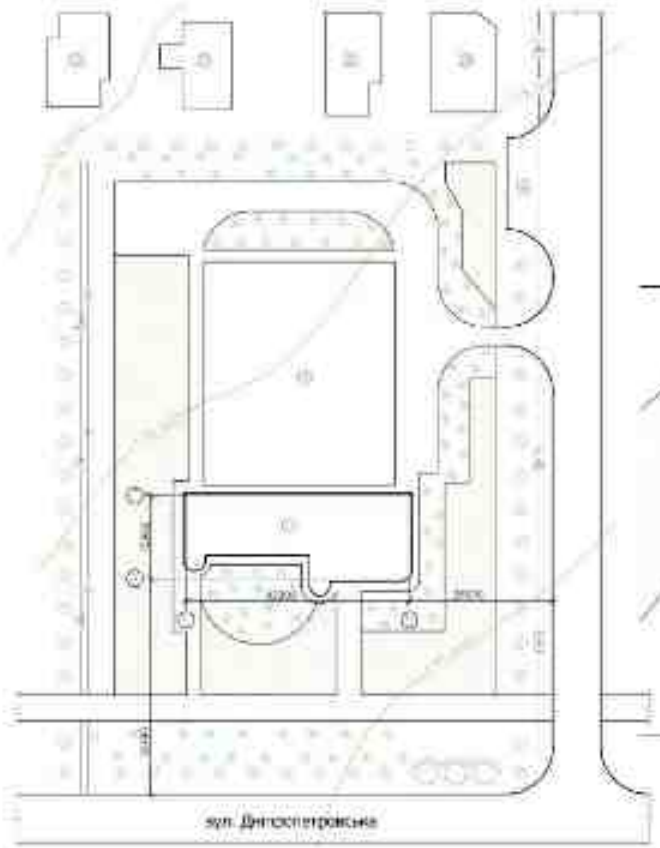
Список використаних джерел

1. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Київ, 2016. 46 с.
2. ДБН В.1.1-7-2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Київ, 2017. 35 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ, 2006. 78 с.
4. ДБН В.1.3-2:2010. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві. Київ, 2010. 70 с.
5. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : [Чинний від 2019-01-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.
6. ДБН В.2.2-9:2018. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. Київ, 2018. 78 с.
7. ДБН В.2.5-28-2018. Природне і штучне освітлення. Київ, 2018. 133 с.
8. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування. Київ, 2013. 141 с.
9. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 30 с.
10. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ, 2011. 71 с.
11. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. Київ, 2011. 98 с.
12. ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об'єктів. Київ, 2014. 30 с.
13. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. Київ, 2006. 10 с.

14. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013. Настанова щодо проведення робіт з улаштування ізоляційних, оздоблювальних, захисних покриттів стін, підлог і покрівель будівель і споруд. Київ, 2014. 49 с.
15. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
16. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013. Настанова щодо проведення земляних робіт та улаштування основ і спорудження фундаментів. Київ, 2013. 88 с.
17. Організація будівництва : підручник / С. А. Ушацький, Ю. П. Шейко, Г. М. Тригер та ін.; за ред. С. А. Ушацького. Київ : Кондор, 2007. 521 с.
18. Технологія будівельного виробництва : підручник / В. К. Черненко, М. Г. Ярмоленко, Г. М. Батура та ін. Київ : Вища шк., 2002. 430 с.
19. Козар Л., Бабенко А. Студентська навчальна звітність. Загальні вимоги щодо побудови, викладення та оформлення текстової частини: Метод. посібник [Електронне видання]. 2-ге вид., перероб. та доп. – Харків: УкрДУЗТ, 2025. – 64 с., рис. 25. ISBN 978-617-654-159-2.



ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН ДІЛЯНКИ ЗАБУДОВИ





ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ

ПРОЕКТНОГО РІШЕННЯ

№ п.п.	Найменування показників	Од. измер.	кількість
1	Площа забудови	м²	7630
2	Корисна площа будівлі	м²	679,98
3	Будівельний об'єм будинку	м³	7514,9
4	Кошторисна вартість будівництва всього в т.ч. 1м²	тис.грн. грн. /м²	
5	Договірна ціна об'єкта	тис.грн.	
6	Вартість будівництва об'єкта	тис.грн.	

ТЕХНОЛОГІЧНОГО РІШЕННЯ

№ п.п.	Найменування показників	Од. измер.	кількість
1	тривалість будівництва	тис.	170
2	трудомісткість будівництва	тис.-дн.	4000
3	трудомісткість 1т	тис.-дн.	0143
4	виробіння рабочих	тис. тис.-дн.	
5	вироблення монтажника		
6	Заробітна плата 1 монтажника		
7	Питомі приведені витрати		

УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

- кількість проектованих
- дерева, рядові посадки
- проектований газон
- зупинка з навіс-ванням
- ТР — канализаційна мережа
- Р — водопровідна мережа
- ПМ — лінія електропередач

ЕКСПЛІКАЦІЯ ЗА ГЕНПЛАНОМ

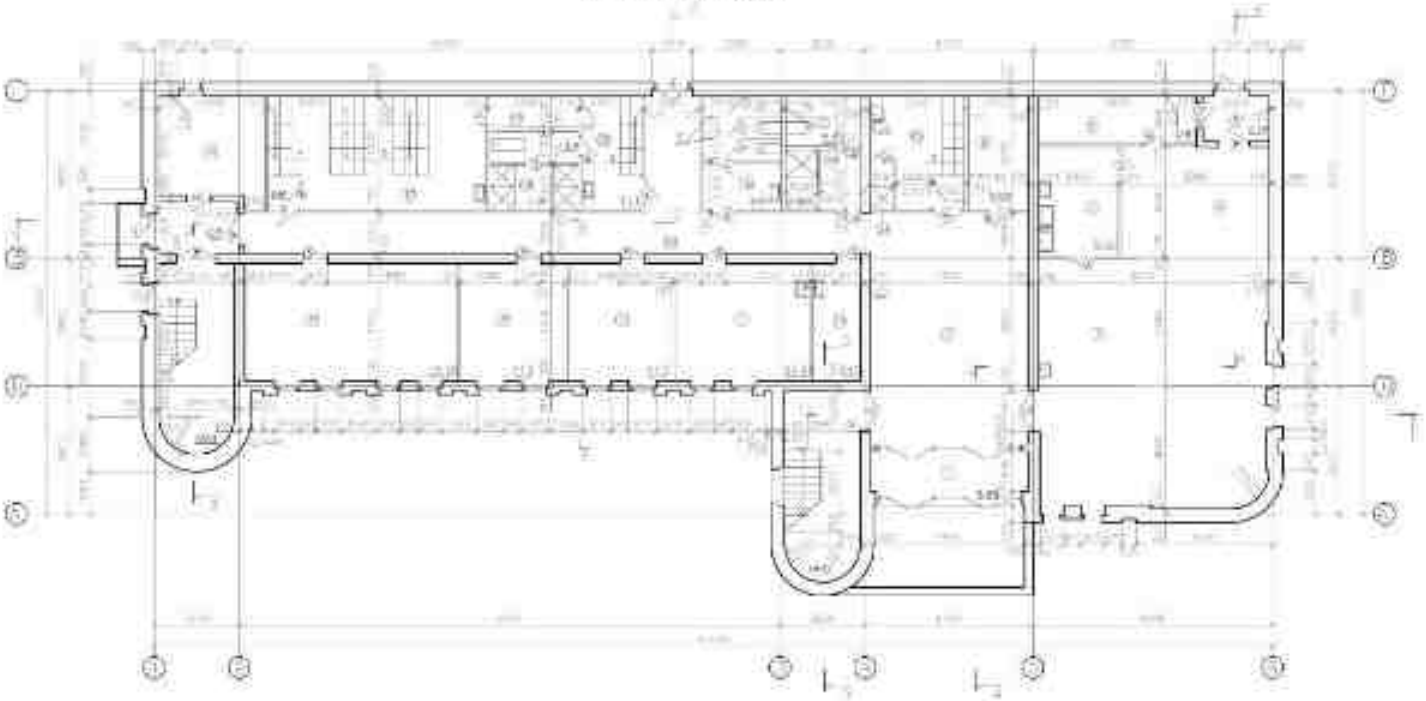
№	Найменування
1	Проектована трикомірна будівля
2	Існуючі будівлі
3	Майданчик під будівництво
4	Стоянка для громадського транспорту

						ДПБ 001.00.00.00.000	
						Корпус ВМКС	
						Стан	Лист	Листів
						ДП	1	18
						КудДСТ		

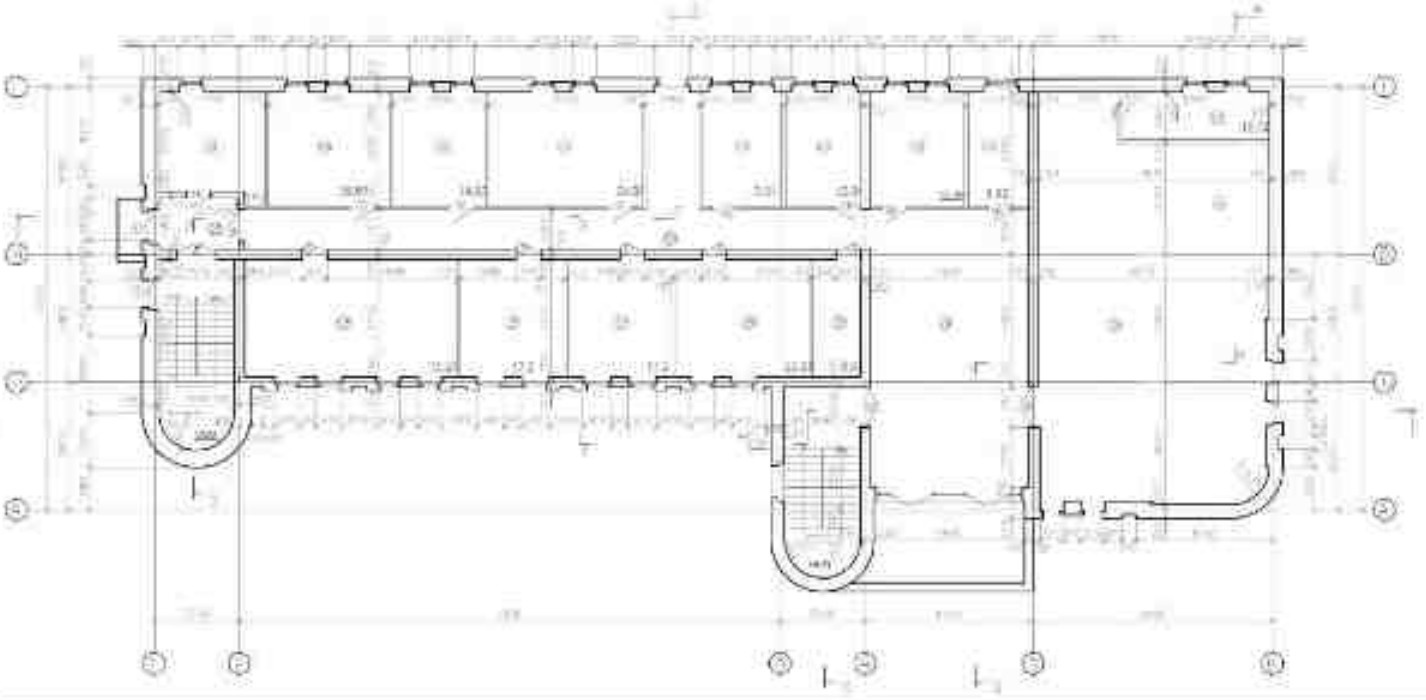


1. Зовнішнє оздоблення - цегла лицьова керамічна, червоного відтінку за ДСТУ Б В.2.7-61:2008 М75 на розчині М25 з розшивкою швів.
2. Цоколь і лінія входів облицьовуються плитною керамічною.

ПЛАН НА ВІДМ. 0.000



ПЛАН НА ВІДМ. 3.300 І 6.600



ЕКСПЛІКАЦІЯ ПРИМІЩЕНЬ

Номер приміщення	Найменування	Площа, м2
1	Тамбур	3.4
2	Вестибюль	38.13
3	Обідня зала (їдальня)	68.74
4	Підсобне приміщення буфету з роздавальною	22.62
5	Кабінет старшого кухаря	12.27
6	Комора буфету	3.68
7	Мийна посуду	18.48
8	Кімната для миття і зберігання інвентарю	3.7.75
9	Вестибюль-шлюз камери	13.02
10	Мийна електрокухонну	17.34
11	Архівосховище (диспетчерська служба)	38.23
12	Кімната перерви виробничого персоналу	
	(дату на 12 осіб з тамбуром	12.20
13	Інвентарна	11.27
14	Жіночий туалет	9.72
15	Приміщення для особистої гігієни жінок	3.88
16	Чоловічий туалет	12.83
17	Чоловічий гардероб кількістю двох шафок	
	(дату на 24 особи	39.8
18	Чоловіча душова	5.94
19	Тамбур-шлюз	3.8
20	Чоловічий гардероб-спеціальний на одну	10.1
21	Жіноча душова	1.82
22	Приміщення пункту охорони	13.9
23	Тамбур	3.68
24	Коридор	33.83
25	Кабінет	

ВЕДОМОСТЬ ПРОРІЗІВ ДВЕРЕЙ

Марка, поз.	Розміри отвору, мм
1	1210 х 2370
2, 2*	1510 х 2370
3, 3*	1210 х 2070
4, 5, 4*, 5*	910 х 2070
6	710 х 2070

1. Двері поз. 1.2 *, 3 * повинні мати пристрої для самозачинення, ущільнення в притворах і не повинні мати запорів, що перешкоджають відкриванню зсередини.
2. Двері поз. 4 *, 5 * обладнати з обох боків покажчиками «вихід назовні».
3. Двері поз. 1 виконувати з пристроєм, що дає можливість цього приміщення працювати в порядку управління протягом проходження.

Зм.	Кіл.	Арк.	№ док.	Підп.	Дата				
Розробив		Яковлєв Д.М.							
Керівник		Сидоров І.І.							
Н. контр.		Сидоров І.І.							
Затвердив		Сидоров І.І.							

ДПБ 031.03.00.03.000

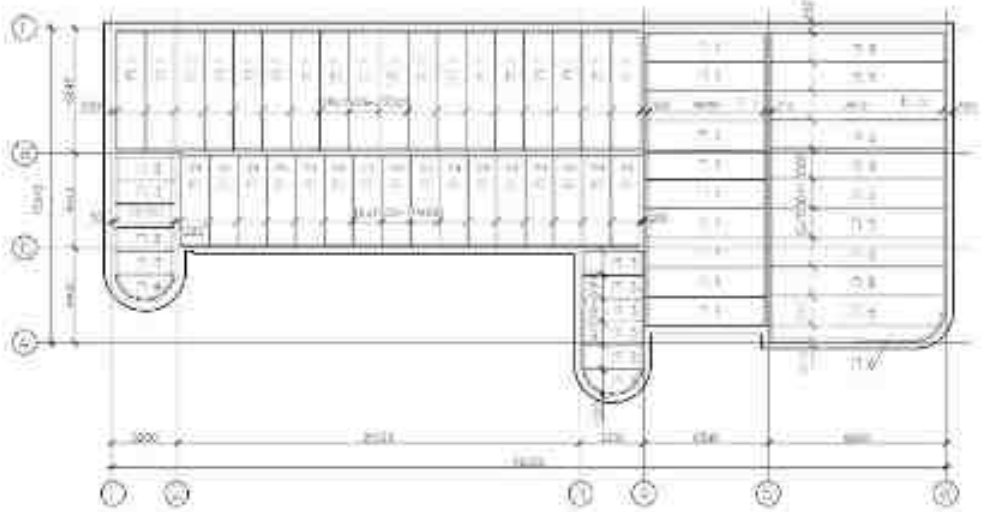
Корпус №4С

Стадія	Аркуш	Аркушів
Р	3	18

Архітектурні рішення

Формат А1

ПЛАН ПЕРЕКРИТТЯ



ПЛАН ПОКРІВЛІ

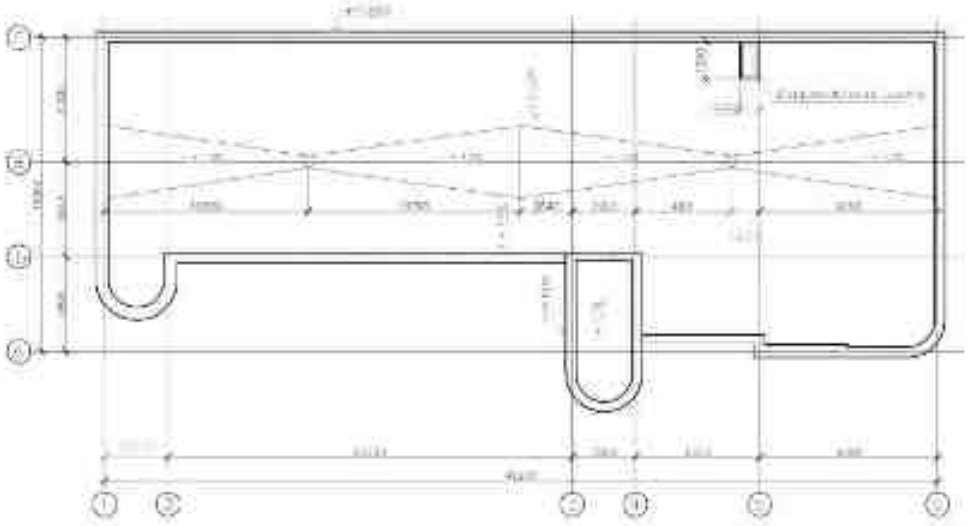
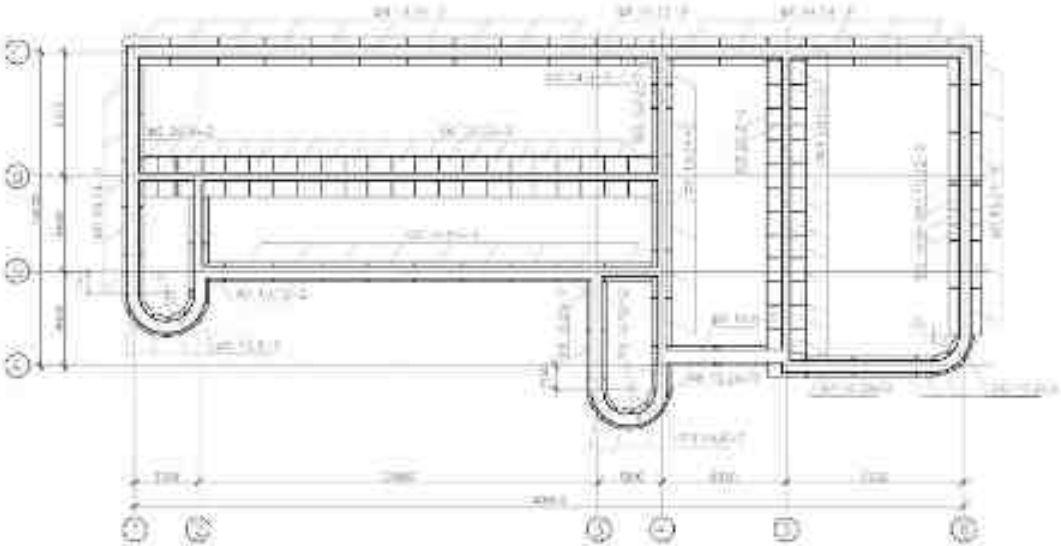
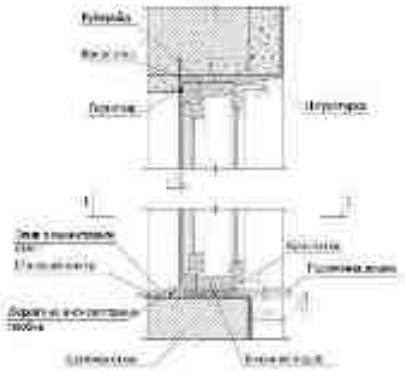
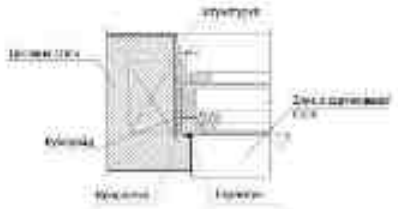


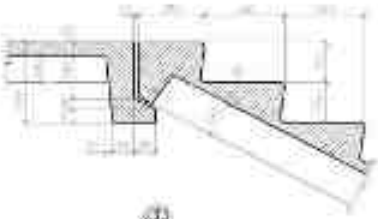
СХЕМА РОЗТАШУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ШАЛЬОВКИ ЕЛЕМЕНТІВ

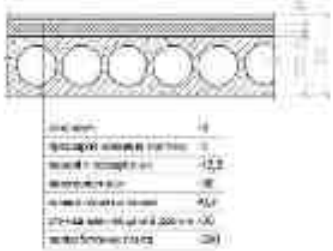




1-1





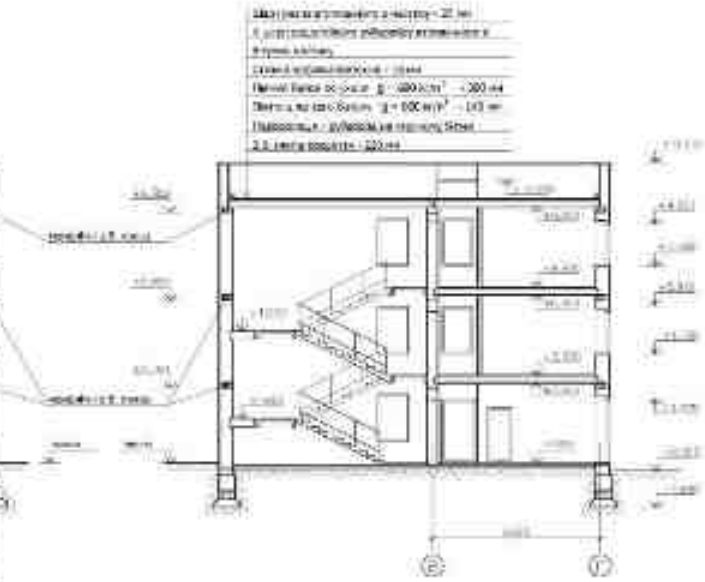


	12,5
	45,0
	230

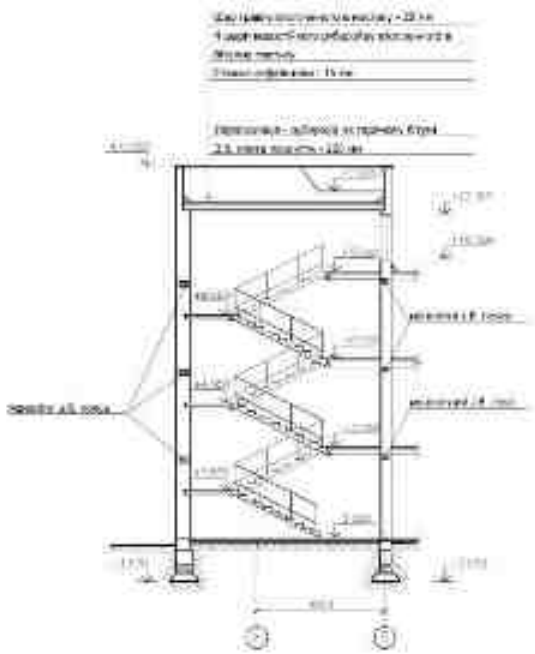
РАЗРЕЗ 1-1



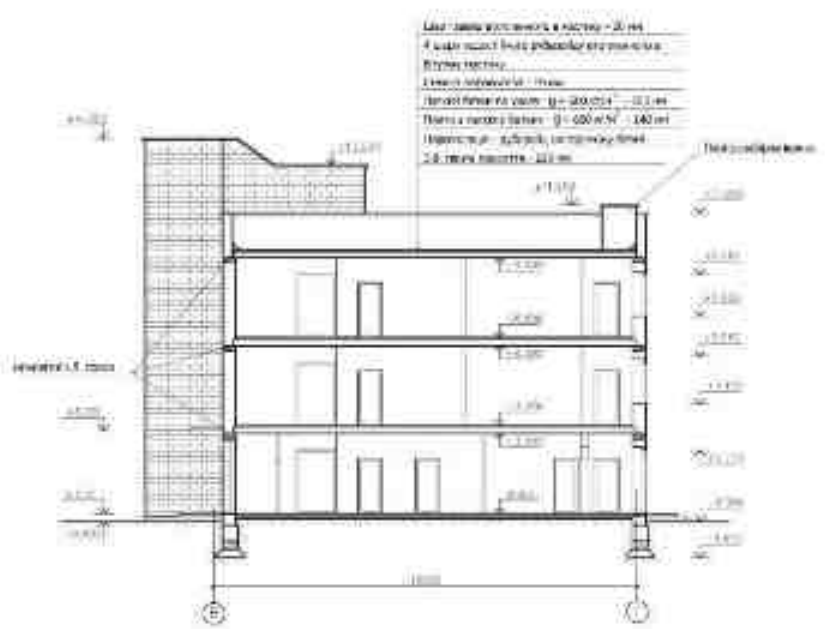
РАЗРЕЗ 2-2



РАЗРЕЗ 3-3



РАЗРЕЗ 4-4



| | | |

ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ



А-А

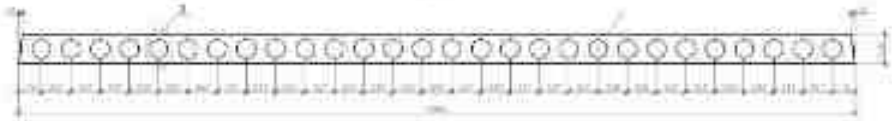
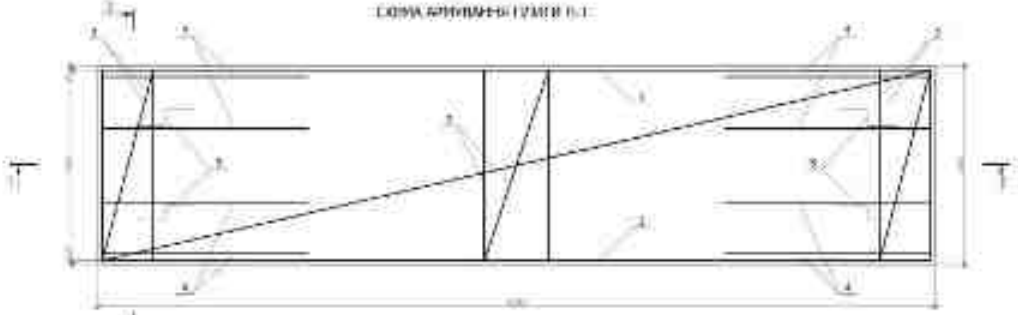


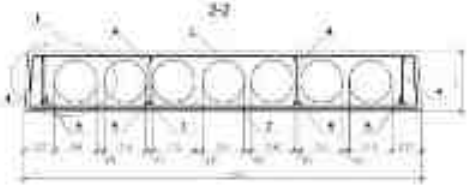
СХЕМА АРМИРОВАНИЯ ПЛИТЫ П-1



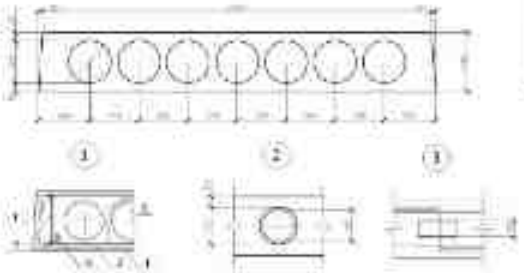
1-1



2-2



3-3



С-1



С-2

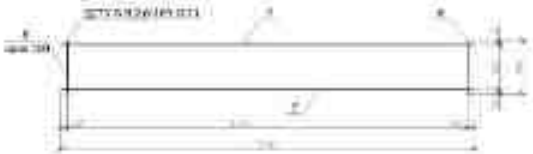


С-3





КР-1



ПЕТЛЯ П-1



СПЕЦИФИКАЦИЯ НА ПЛИТУ П-1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Прим.
		Сборные единицы		
1	ИИ С-1	Стена С-1	2	
2	ИИ С-2	Стена С-2	2	
3	ИИ С-3	Стена С-3	1	
4	ИИ КР-1	Карта КР-1	3	
		Детали		
5	Рисунок 1	[illegible]		
6	Страница деталь 6	[illegible]		
		Материалы		
		Бетон класс С30/37	6,75	м³

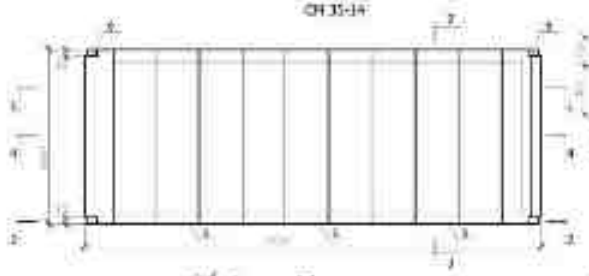
СПЕЦИФИКАЦИЯ АРМАТУРНЫХ ИЗДЕЛИЙ НА ПЛИТУ П-1

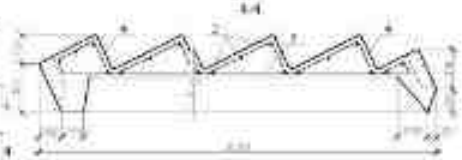
Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Общая масса, кг
С-1	1	5 Ø12 I ДСТУ EN 10219-2:2007 L = 6750	2	29,96	59,92
	2	4 Ø12 I ДСТУ EN 10219-2:2007 L = 2760	10	24,15	241,50
С-2	3	5 Ø12 I ДСТУ EN 10219-2:2007 L = 1180	2	29,96	59,92
	4	4 Ø12 I ДСТУ EN 10219-2:2007 L = 960	10	10,09	100,90
С-3	5	4 Ø12 I ДСТУ EN 10219-2:2007 L = 1440	2	24,15	48,30
	6	4 Ø12 I ДСТУ EN 10219-2:2007 L = 460	6	10,09	60,54
КР-1	7	2 Ø12 I ДСТУ EN 10219-2:2007 L = 1250	2	10,02	20,04
	8	6 АIIIНС ДСТУ 3760.2019 L = 282	20	10,09	201,80

ВЕДОМОСТЬ РАСХОДА СТАЛИ, кг

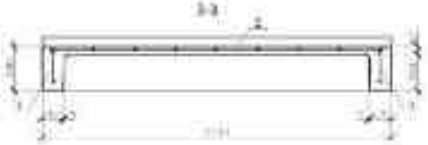
Марка элемента	Марка арматуры, кг							
	А240С			А500С		Ст3		
	d=6 мм	d=8 мм	d=10 мм	d=12 мм	d=14 мм	d=16 мм	d=18 мм	d=20 мм
П-1	0,00	0,00	0,00	41,78	48,20	7,07	7,14	0,00

								ДСТУ 0321.00.000.00.0000	
								Конструкция КЖИС	
Разработал								Стадия	Лист	Листов
Проверил								Р	1	1
Н. контр.										
Гл. инж.										











ВЕДОМОСТЬ ВИТРАТИ СТАЛІ, кг

Марка элемента	Прокат арматурний							Прокат закладний						Разом
	А240		А500		Вр-І		Разом	А240		Разом	ВСт3пс2		Разом	
	d=6	d=8	d=10	d=14	d=5	Разом		d=8	d=10		d=16	Разом		
СП 35-14	21,02	0,89	22,46	9,33	6,03	4,37	4,25	59,07	1,73	1,03	3,60	0,21	0,97	3,80

СПЕЦИФІКАЦІЯ НА СП 35-14

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Прим.
		Складальні одиниці		
1	КР-1	Каркас КР-1	1	
2	С-1	Стіна С-1	1	
		Деталі		
3	Отвори декоративні	4-А240 С-1 ГОСТ 5781-2014	41	11,81
4	Отвори декоративні	4-А240 С-1 ГОСТ 5781-2014	7	0,26
5	МН-1	Накладна пл. 4К	2	
6	Пд	Підйомна петля	4	
		Матеріали		
		Бетон важкий В35	0,65	м³











ВІДОМІСТЬ ДЕТАЛЕЙ

Поз. дет.	Ескіз деталі
3	

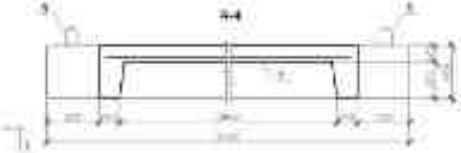
СПЕЦИФІКАЦІЯ АРМАТУРНИХ ВИРОБІВ НА СП 35-14

Марка вироб. складн.	Поз. дет.	Найменування	Кіл.	Маса 1 шт., кг	Маса вироб. складн., кг
КР-1	1	А-I-6-А240 ГОСТ 5781-2014 L = 2480	1	0,35	0,71
	2	А-I-6-А240 ГОСТ 5781-2014 L = 2400	1	0,34	
	3	А-I-6-А240 ГОСТ 5781-2014 L = 360	2	0,05	
	4	А-I-6-А240 ГОСТ 5781-2014 L = 100	21	0,01	
МН-1	5	Вр-I-5 ГОСТ 6727-80 L = 2480	11	0,38	4,22
	6	Вр-I-5 ГОСТ 6727-80 L = 1000	36	0,37	

СПЕЦИФІКАЦІЯ ЗАКЛАДНИХ ВИРОБІВ

Марка вироб. складн.	Поз. дет.	Найменування	Кіл.	Маса 1 шт., кг	Маса вироб. складн., кг
МН-1	7	Б-I-8 ГОСТ 5781-2014 L = 2480	2	3,18	6,36
	8	Б-I-25 ГОСТ 103-2006 L = 150	1	0,37	
П-1	9	Б-I-8 ГОСТ 5781-2014 L = 90	2	0,08	0,08

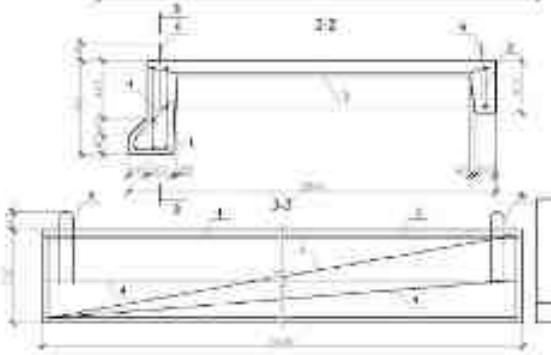




СПЕЦИФІКАЦІЯ НА СП 35-14

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Прим.
		Складальні одиниці		
1	Кар КР-1	Каркас КР-1	1	
2	Кар КР-2	Каркас КР-2	1	
3	Кар С-1	С-1 по С-1	1	
4	Кар С-2	Стіна С-2	1	
		Деталі		
5	Пл-1	Закладна деталь	1	
6	Пд-1	Петля монтажна	4	
		Матеріали		
		Бетон важкий В35	0,65	м³

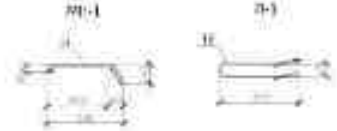




ВІДОМІСТЬ ВИТРАТИ СТАЛІ, кг

Марка елемента	Прокат арматурний							Прокат закладний						Разом
	А-I		А-II		Вр-I		Разом	Арматурна сталь		Разом	Прокат		Разом	
	d=6	d=8	d=10	d=14	d=5	Разом		d=8	d=10		d=16	Разом		
ПП 30-19	14,02	0,59	9,31	6,22	0,40	0,27	4,17	4,23	1,17	5,39	0,14	0,14		5,53





СПЕЦИФІКАЦІЯ АРМАТУРНИХ ВИРОБІВ НА СП 30-19

Марка вироб. складн.	Поз. дет.	Найменування	Кіл.	Маса 1 шт., кг	Маса вироб. складн., кг
КР-1	1	Б-I-6-А240 ГОСТ 5781-2014 L = 3240	1	0,29	0,61
	2	А-I-6-А240 ГОСТ 5781-2014 L = 3240	1	0,72	
	3	А-I-6-А240 ГОСТ 5781-2014 L = 360	22	0,07	
МН-1	4	Б-I-6-А240 ГОСТ 5781-2014 L = 3240	1	0,29	1,84
	5	Вр-I-5 ГОСТ 6727-80 L = 3240	1	0,72	
	6	Вр-I-5 ГОСТ 6727-80 L = 100	27	0,01	
П-1	7	Б-I-8 ГОСТ 5781-2014 L = 2150	1	0,17	0,34
	8	Б-I-8 ГОСТ 5781-2014 L = 1150	1	0,17	
Пд-1	9	Б-I-12 ГОСТ 5781-2014 L = 3080	4	0,67	0,67
	10	Б-I-12 ГОСТ 5781-2014 L = 400	20	0,09	

СПЕЦИФІКАЦІЯ ЗАКЛАДНИХ ВИРОБІВ

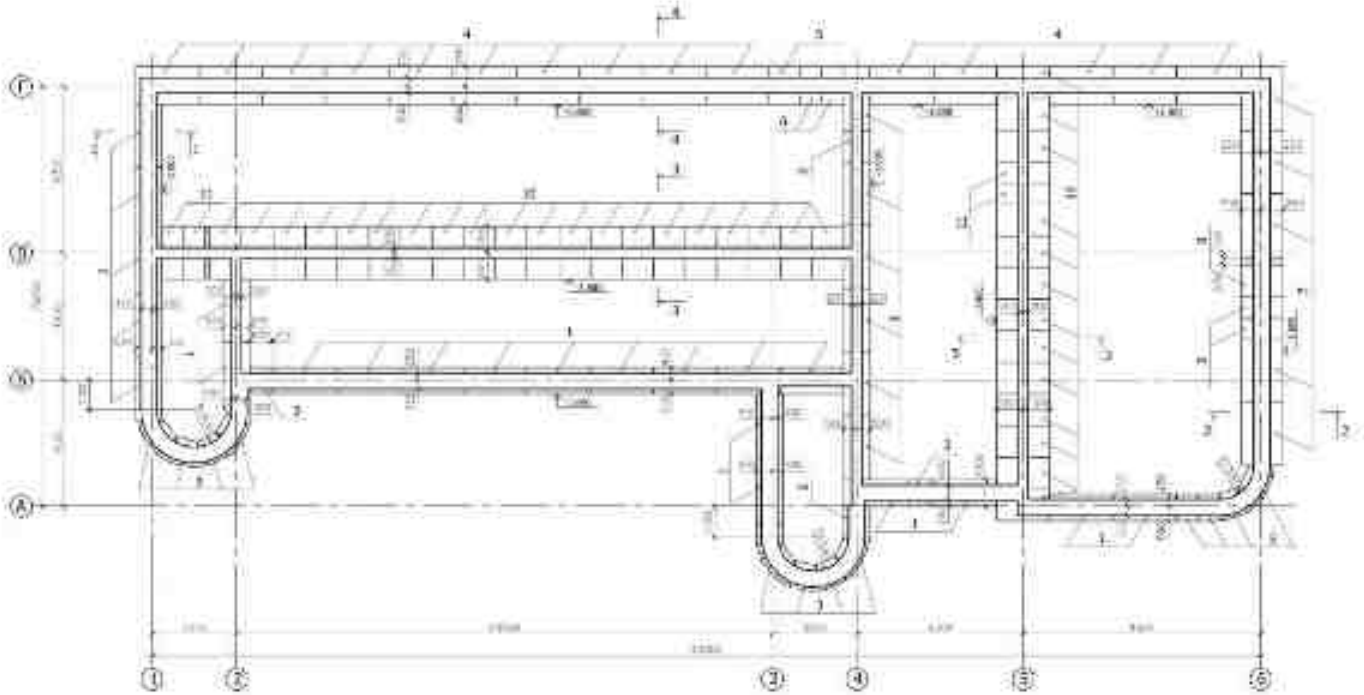
Марка вироб. складн.	Поз. дет.	Найменування	Кіл.	Маса 1 шт., кг	Маса вироб. складн., кг
МН-1	11	Б-I-8 ГОСТ 5781-2014 L = 2480	1	3,18	3,18
П-1	12	Б-I-8 ГОСТ 5781-2014 L = 100	1	0,08	0,08





| | | | | | | |

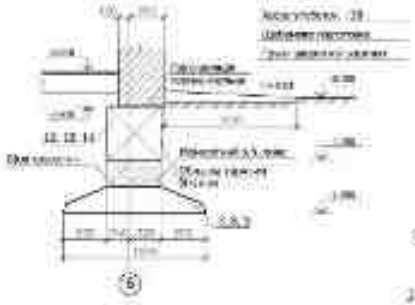
СХЕМА РОЗТАШУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ФУНДАМЕНТІВ



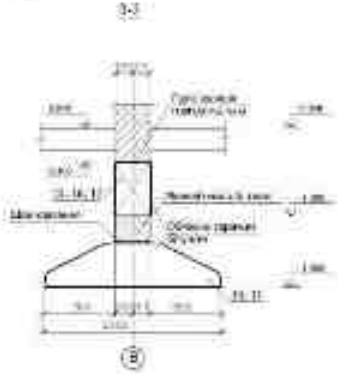
1-1



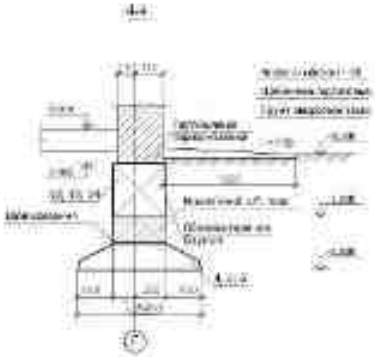
2-2



3-3



4-4



ЕКСПЛІКАЦІЯ ЕЛЕМЕНТІВ ФУНДАМЕНТІВ

Черга	Позначення	Найменування	Маса од. кг	Кількість	Примітка
1	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФП 10.24-2	1530	25	
2	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФП 10.12-2	750	8,0	
3	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФП 10.8-2	505	13	
4	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФП 14.24-2	2100	16	
5	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФП 14.12-2	1030	1,0	
6	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФП 14.8-2	693	2,0	
7	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФП 14.24-3	2500	3,0	
8	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФП 14.12-3	1230	1,0	
9	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФП 14.8-3	803	1,0	
10	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФП 20.12-2	2400	84,0	
11	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФП 20.8-2	1630	5,3	
12	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФБС 24.6.6-Т	1960	96	
13	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФБС 12.6.6-Т	980	5,3	
14	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФБС 9.6.6-Т	705	22	
15	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФБС 24.4.6-Т	1230	22	
16	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФБС 12.4.6-Т	840	2,0	
17	ДСТУ 8.9.2.6-109:2010	ФБС 9.4.6-Т	610	5,3	

ПРИМІТКА:

1. За умовну відмітку 0.000 прийнята відмітка чистої підлоги 1 поверху.
2. Згідно з технічним звітом про інженерно-геологічні вишукування, найближчих будівництво складено:
   - грунтово-рослинний шар потужн. 0,6-1,0 м;
   - суглинки непросадні, що не набухають, жовто-бурого, коричнево-бурого кольору, еолової, шаруватої, з наступними фізико-механічними характеристиками:
     γ = 24; g = 1,86 т/м; c = 25 кПа; E = 12,9 МПа.

   Грунтові води на майданчику не виявлені.
3. По фундаментним плитам виконати підготовку з бетону С8/10 товщиною 100 мм, що перевищує ширину підошви фундаменту на 100 мм в кожен бік.
4. Підготовка під фундаменти умовно не показана.
5. Горизонтальну гідроізоляцію стін на відм. -400 мм виконати з шару цементно-піщаного розчину товщиною 30 мм.
6. Шов кладання виконати з 2-х шарів пергаміну з посипкою мелкого гравію d = 20 мм.

				ДПІ ІКІ.ОВ.ЗЕ.ОО.ЗЗП	
				Корпуси ЗМКС	
				Стадія	Аркуш	Аркушів
				РР	6	1

ТЕХНОЛОГІЧНА СХЕМА ЦЕГЛЯНОГО МУРУВАННЯ СТІН І МОНТАЖУ ПЕРЕКРИТТЯ

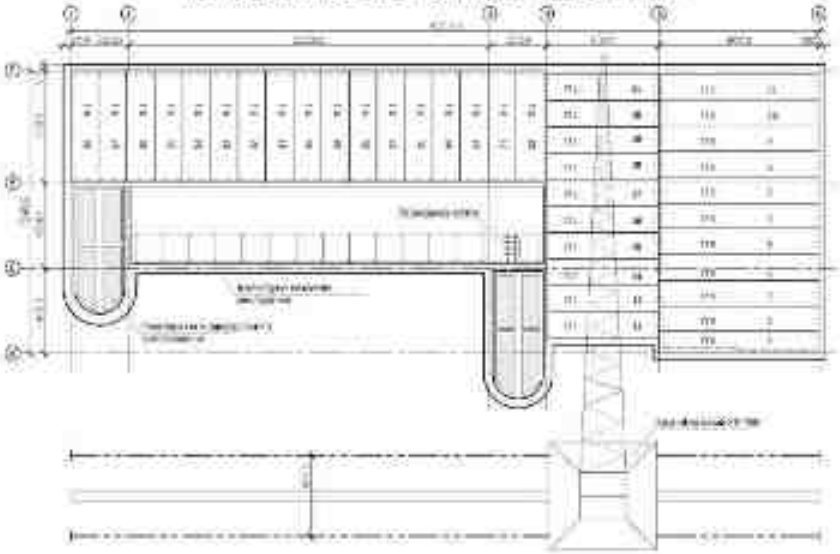
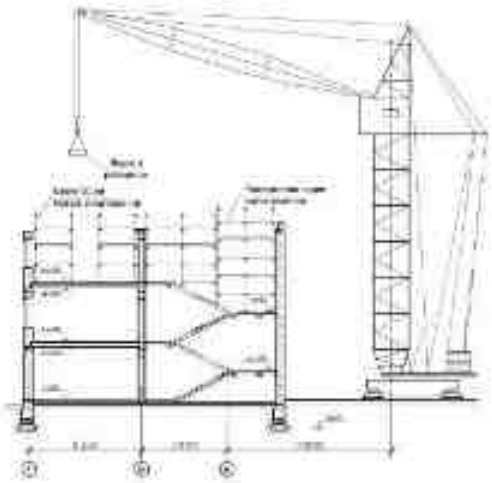


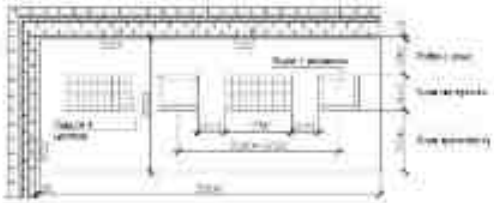
СХЕМА ПОДАЧІ ЯЩИКА З РОЗЧИНОМ НА РОБОЧУ ВІДМІТКУ



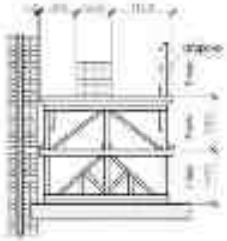
ВКАЗІВКИ З ОХОРОНИ ПРАЦІ



ОРГАНІЗАЦІЯ РОБОЧОГО МІСЦЯ МУЛЯРІВ



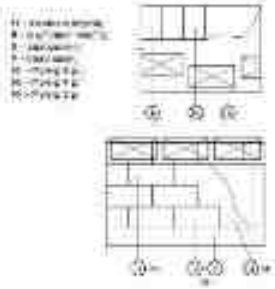
1-1



СХЕМИ СТРОПУВАННЯ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ



ОРГАНІЗАЦІЯ РОБОТИ ЛАНКИ "ТРІЙКА"



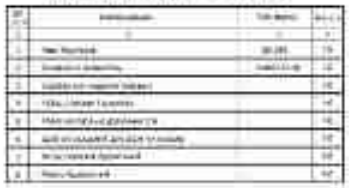
КОНТРОЛЬ ЯКОСТІ І ПРИЙМАННЯ РОБІТ



ВІДОМІСТЬ МАТЕРІАЛЬНО-ТЕХНІЧНИХ РЕСУРСІВ



ВІДОМІСТЬ МАШИН, УСТАТКУВАННЯ, ІНСТРУМЕНТІВ І ІНВЕНТАРЮ



ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ



ВКАЗІВКИ ДО ВИКОНАННЯ РОБІТ



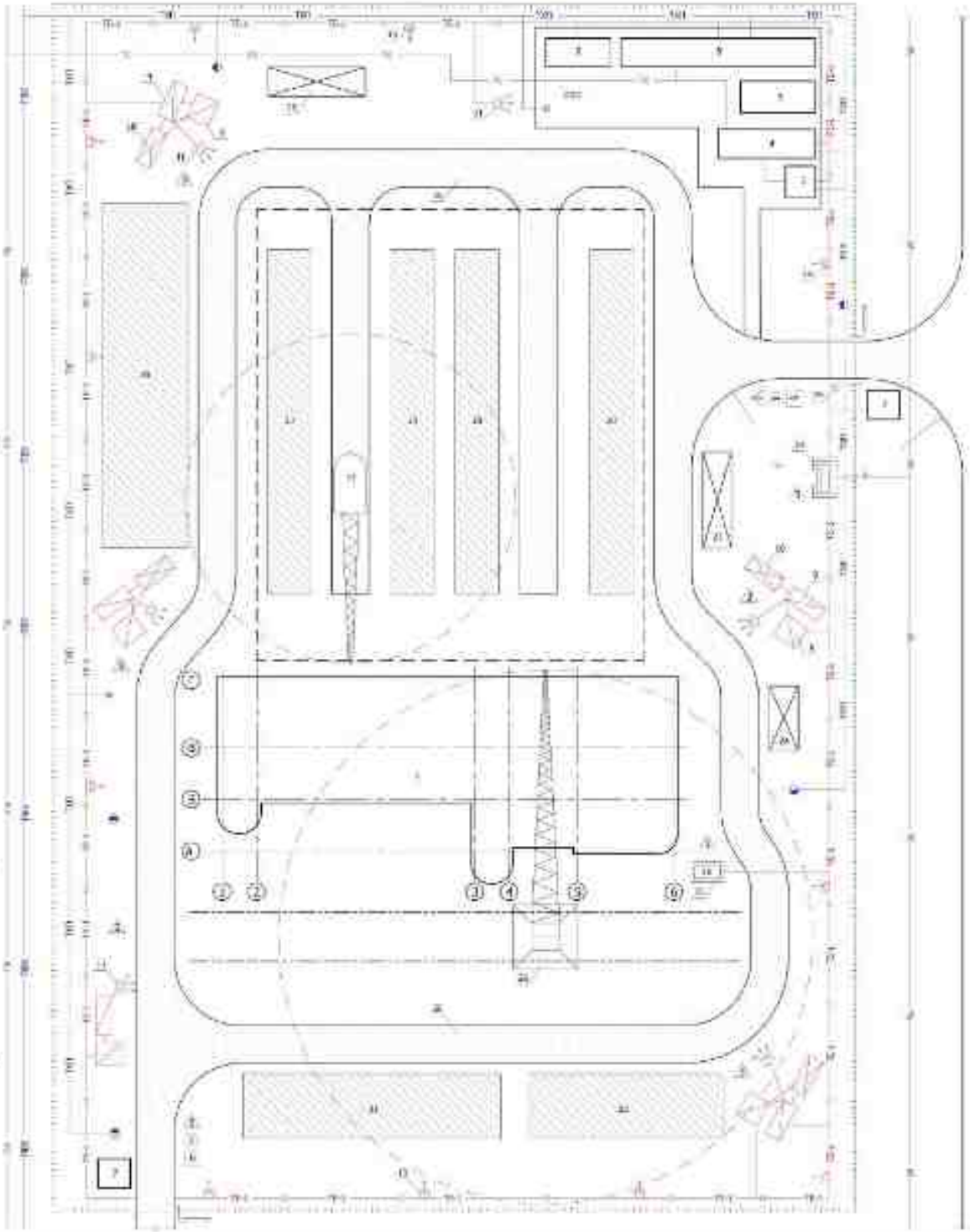
ГРАФІК ВИКОНАННЯ РОБІТ



Условные обозначения

- Граница участка
- Здание проектируемое
- Здание существующее
- Ограждение территории
- Ворота
- Калитка
- Въезд
- Выезд
- Тротуар
- Газон
- Дерево
- Кустарник
- Фонарь наружного освещения
- Пожарный гидрант
- Пожарный щит
- Контейнер для мусора
- Площадка для мусоросборников
- Площадка для отдыха
- Площадка для игр детей
- Площадка для занятий физкультурой
- Автостоянка
- Проезд
- Пешеходная дорожка
- Тротуар
- Газон
- Деревья
- Кустарники
- Цветники
- Малые архитектурные формы
- Скамья
- Урна
- Информационный щит
- Аншлаг
- Граница санитарно-защитной зоны

Генеральный план



Экспликация производственных зданий, сооружений и монтажного оборудования

Поз.	Наименование	Ед. изм.	Кол-во	Площадь застройки, м²	Примечание
1	Административное здание	шт.	1	450,00	
2	Склад готовой продукции	шт.	1	1200,00	
3	Производственный цех	шт.	1	2400,00	
4	Котельная	шт.	1	350,00	
5	Трансформаторная подстанция	шт.	1	120,00	
6	Гараж	шт.	1	300,00	
7	Проходная	шт.	1	80,00	
8	Весовая	шт.	1		
9	Автомобильные весы	шт.	1		
10	Пункт медицинской помощи	шт.	1		
11	Пожарный резервуар	шт.	1		
12	Насосная станция пожаротушения	шт.	1		
13	Навес	шт.	2	200,00	
14	Водонапорная башня	шт.	1		
15	Ограждение территории	м	1200		
16	Асфальтовое покрытие	м²	3500		
17	Газон	м²	1500		
18	Тротуар	м	600		
19	Трансформаторная подстанция ТП-10/0,4	шт.	1		
20	Склад готовой продукции	м²	800		
21	Склад сырья	м²	600		
22	Склад топлива	м²	200		
23	Склад оборудования	м²	150		
24	Склад тары	м²	100		
25	Склад материалов	м²	120		

Таблица знаков безопасности

Обозначение знака	ГОСТ знака	Значение знака	Кол-во, шт.
1	1.1	Вход запрещен	1
2	2.1	Объект под охраной	1
3	3.1	Опасность поражения электрическим током	1
4	4.1	Курение запрещено	1
5	4.2	Вход с животными запрещен	1
6	4.3	Вход запрещен	1

Технико-экономические показатели

№ п/п	Показатели	Ед. изм.	Количество
1	Площадь территории предприятия	м²	25000
2	Площадь застройки	м²	5200
3	Площадь асфальтового покрытия	м²	3500
4	Протяженность ограждения	м	1200
5	Протяженность тротуаров	м	600
6	Протяженность автомобильных дорог	м	800
7	Количество автомобильных весов	шт.	1
8	Количество пожарных гидрантов	шт.	4
9	Коэффициент застройки	%	20,8
10	Коэффициент использования территории	%	34,0

Привязка до планових точок

До планової мережі використані пункти полігонометрії.

1. Для забезпечення геодезичної знімальної основи для створення топографічного плану масштабу 1:500 виконано полігонометричний хід 4 розряду.
2. Координати і висоти вихідних пунктів полігонометричного ходу.
3. Для створення знімальної основи для створення топографічного плану масштабу 1:500 виконано полігонометричний хід 4 розряду.
4. Для створення знімальної основи для створення топографічного плану масштабу 1:500 виконано полігонометричний хід 4 розряду.
5. Для створення знімальної основи для створення топографічного плану масштабу 1:500 виконано полігонометричний хід 4 розряду.
6. Для створення знімальної основи для створення топографічного плану масштабу 1:500 виконано полігонометричний хід 4 розряду.
7. Для створення знімальної основи для створення топографічного плану масштабу 1:500 виконано полігонометричний хід 4 розряду.
8. Для створення знімальної основи для створення топографічного плану масштабу 1:500 виконано полігонометричний хід 4 розряду.
9. Для створення знімальної основи для створення топографічного плану масштабу 1:500 виконано полігонометричний хід 4 розряду.
10. Для створення знімальної основи для створення топографічного плану масштабу 1:500 виконано полігонометричний хід 4 розряду.

					ДП-091.00.00.00.ПЗ		
					Кафедра ЕМЗС		
Розробив						Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив						ДП	1	1
Н. контр.								
Затвердив								