

Міністерство освіти і науки України

Луцький національний технічний університет

(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет архітектури, будівництва та дизайну

(повне найменування факультету)

Кафедра будівництва та цивільної інженерії

(повна найменування кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА
ЗА СТУПЕНЕМ ВИЩОЇ ОСВІТИ «БАКАЛАВР»

Цех машинобудівного заводу в м Вінниця

спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

освітня програма Будівництво та цивільна інженерія
(назва освітньої програми)

Виконав: здобувач вищої освіти
групи БЦІ-41
ЖУРАВСЬКИЙ Владислав Сергійович

(підпис)

Керівник: к.т.н., доцент
ЧАПЮК Олександр Сергійович

(підпис)

Кваліфікаційну роботу
допущено до захисту
«___» _____ 2024_р.

к.т.н., професор
Гарант освітньої програми:
Андрійчук Олександр Валентинович

(підпис)

Луцьк – 2024 року

ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

(повне найменування закладу вищої освіти)

Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра будівництва та цивільної інженерії
Ступінь вищої освіти бакалавр
Галузь знань 19 Архітектура та будівництво
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
Індивідуальна освітня траєкторія здобувача промислове та цивільне будівництво
Освітня програма Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва та
цивільної інженерії

О. УЖЕГОВА

" 29 " грудня 2023 року

ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ ЗДОБУВАЧУ ВИЩОЇ ОСВІТИ

ЖУРАВСЬКОМУ Владиславу Сергійовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема кваліфікаційної роботи бакалавра Цех машинобудівного заводу в м Вінниця

Керівник кваліфікаційної роботи бакалавра Олександр ЧАПЮК, к.т.н., доцент
(ім'я, прізвище, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом закладу вищої освіти від " 29 " грудня 2023 року № 430/01-02 .

2. Строк подання здобувачем вищої освіти кваліфікаційної роботи 1 червня 2024 р.

3. Вихідні дані до кваліфікаційної роботи бакалавра район будівництва, інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, схеми планів, фасадів та розрізів будівлі.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)

об'ємно-планувальне рішення; архітектурно-конструктивне рішення; інженерне обладнання (принципове вирішення водопостачання і водовідведення, теплогазопостачання); будівельна фізика (теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни або покриття /розрахунок освітлення); техніко-економічні показники проєкту. Обґрунтування вибору конструкцій. Проєктування таких несучих конструкцій: двотаврової балки покрівлі та фундаментів

Визначення номенклатури та об'ємів робіт; вибір методів виконання робіт; вибір кранів; розробка технологічної карти на виконання певного виду будівельних робіт, складання календарного плану або сіткового графіка будівництва; проєктування будівельного генерального плану об'єкта. Складання локального кошторису на загальнобудівельні роботи. Заходи з охорони праці, охорони навколишнього середовища при зведенні об'єкту.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) Архітектурно-будівельна частина виконується на стадії робочого проекту (2 аркуші), включає: плани, фасади, розрізи, схеми елементів покриття, перекриття, покрівлі та фундаментів будівлі.

Розрахунково-конструктивна частина виконується на стадії робочого проекту, викреслюють основні несучі конструкції запроєктованої будівлі, розраховані у розділі 2 (2 аркуші).

Розділ "Технологія та організація будівництва" (2 аркуші) виконується на стадії робочого проекту, включає проект виконання робіт, будівельний генеральний план, календарний або сітковий графік зведення об'єкту або технологічну карту на виконання певних робіт.

6. Консультанти розділів кваліфікаційної роботи бакалавра

Розділ	Ім'я, прізвище, посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина	Володимир САМЧУК, доцент		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Світлана РОТКО, доцент		
3. Технологія та організація будівництва	Олександр ЧАПЮК, доцент		
4. Економічна частина	Олександр ЧАПЮК, доцент		
5. Охорона праці	Олександр ЧАПЮК, доцент		

7. Дата видачі завдання " 29 " грудня 2024 року.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів виконання випускної кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Перша контрольна перевірка. Архітектурно-будівельна частина	02.05.2024	
2	Друга контрольна перевірка. Розрахунково-конструктивна частина. Технологія та організація будівництва	11.05.2024	
3	Третя контрольна перевірка. Економічна частина. Охорона праці. Завершення випускної кваліфікаційної роботи	25.05.2024	
4	Подання виконаної випускної кваліфікаційної роботи на інструментальну перевірку щодо академічного плагіату	01.06.2024	
5	Подання виконаної випускної кваліфікаційної роботи з відгуком керівника на підпис завідувачу кафедри, направлення на рецензію	07.06.2024	
6	Подання виконаної випускної кваліфікаційної роботи на підпис декану та відповідальному секретарю екзаменаційної комісії	07.06.2024	
7	Захист випускної кваліфікаційної роботи	Графік роботи екзаменаційної комісії № 31: 15 і 20 червня 2024 р.	

Здобувач вищої освіти _____ (підпис)

Владислав ЖУРАВСЬКИЙ
(ім'я та прізвище)

Керівник дипломного проекту _____ (підпис)

Олександр ЧАПЮК
(ім'я та прізвище)

Анотація

Дипломний проект на тему «Цех машинобудівного заводу у м.Вінниця».

Споруда, що проектується призначена для відпуску та часткового складування готової продукції цеху машинобудівного заводу. Розміри будівлі в плані 49х67 м, висота до низу кроквяних конструкцій становить 9,6 та 10,8 м. Будівля має три прольоти довжиною 48 м та один проліт в поперечному напрямку 49 м. В кожному прольоті встановлюється мостовий кран вантажопідйомністю від 10 до 30 т. Крок колон 6 та 12 м.

В цеху знаходяться наступні відділення:

- склади литви та кування;
- складальна ділянка;
- заготівельна ділянка;
- електромонтажна ділянка;
- контрольно-приймальне відділення;
- відділення упаковки.

Всі конструкції будівлі збірні залізобетонні, основними несучими елементами каркасу будівлі є:

- ✓ колони – збірні суцільного по висоті перерізу;
- ✓ ферми – безрозкісні прольотом 18 м;
- ✓ балки двотаврового перерізу 12 м;
- ✓ підкранові балки – двотаврові, прольотом 6 та 12 м;
- ✓ плити покриття – ребристі, висотою 450 мм, прольотом 12 м.

Для балки покриття прийнято бетон класу С32/40 та напружена арматура класу А800. Згідно розрахунку прийнято вісім стержнів діаметром 16 мм в нижній полиці. Верхні полиці армовані арматурою класу А400С діаметром 10 мм.

Дані інженерно-геологічних умов дозволяють проектувати фундаменти мілкого закладення. Фундаменти – стовпчасті, глибина закладання 1,5 м.

Тривалість здійснення будівництва складає 19 місяців, середня кількість людей зайнятих на будівельному майданчику складає 104 чол. на добу при макс. 230 чол.

Виконані розрахунки тимчасових адміністративно-побутових будинків, розрахунок тимчасового водопостачання та електропостачання будівельного майданчика.

В розділі економіка будівництва розраховано локальний кошторис на загальні буд роботи і складає більше 57 грн..

В 5 розділі розроблені заходи з охорони праці під час будівництва.

Summary

A diploma project is presented on the topic "The workshop of the machine-building plant in the city of Vinnytsia".

The designed building is intended for the release and partial storage of finished products of the workshop of the machine-building plant. The dimensions of the building in plan are 49x67 m, the height to the bottom of the rafter structures is 9.6 and 10.8 m. The building has three spans with a length of 48 m and one span in the transverse direction of 49 m. A bridge crane with a load capacity of 10 to 30 tons is installed in each span. The pitch of the columns is 6 and 12 m.

The shop has the following departments:

- casting and forging compositions;
- assembly area;
- harvesting site;
- electrical installation section;
- control and reception department;
- packaging department.

All structures of the building are prefabricated reinforced concrete, the main supporting elements of the building frame are:

- columns - prefabs of a continuous cross-section in height;
- trusses - non-span with a span of 18 m;
- beams of I-beam section 12 m;
- under-crane beams - I-beams, with a span of 6 and 12 m;
- covering slabs - ribbed, 450 mm high, 12 m span.

C32/40 class concrete and A800 class tension reinforcement are used for the covering beam. According to the calculation, eight rods with a diameter of 16 mm are accepted in the lower shelf. The upper shelves are reinforced with A400C class reinforcement with a diameter of 10 mm.

The data of engineering and geological conditions allow designing foundations of shallow laying. The foundations are columnar, the laying depth is 1.5 m.

The duration of construction is 19 months, the average number of people employed at the construction site is 104. per day at max. 230 people

Calculations of temporary administrative and household buildings, calculation of temporary water supply and electricity supply of the construction site have been performed.

In the construction economy section, a local estimate for general construction work is calculated and amounts to more than UAH 57.

In Chapter 5, labor protection measures during construction are developed.

ЗМІСТ

	Вихідні дані проекту	5
Розділ 1.	Архітектурно-будівельна частина	6
1.1.	Об'ємно-планувальне рішення	6
1.2.	Архітектурно-конструктивне рішення	7
1.3.	Інженерні мережі	13
1.4.	Будівельна фізика. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни	16
1.5.	Техніко-економічні показники	17
Розділ 2.	Розрахунково-конструктивна частина	18
2.1.	Проектування двотаврової балки покриття	18
2.2.	Розрахунок фундаменту	30
Розділ 3.	Технологія і організація будівельного виробництва	45
3.1.	Визначення номенклатури та об'ємів робіт	45
3.2.	Вибір монтажних кранів	48
3.3.	Складання сіткового графіка виконання робіт	49
3.4.	Проектування буд генплану об'єкта	51
Розділ 4.	Економіка будівництва	53
4.1.	Пояснювальна записка до економічної частини проекту	53
4.2.	Локальний кошторис на загально будівельні роботи	54
Розділ 5.	Охорона праці	54
	Література	55

Вихідні дані проекту

Географічне положення ділянки для будівництва. Кліматичні умови

Ділянка під будівництво цеху машинобудівного заводу розташована в південній частині міста Вінниця.

Клімат області є помірно континентальний.

Переважають північно-західні вітри.

Середня температура повітря в місті $+8,5^{\circ}\text{C}$.

Найвища мінімальна температура січня -26°C .

Середня максимальна температура липня $+28,2^{\circ}\text{C}$.

Найтепліший місяць для м. Вінниця – липень, найхолодніший – січень.

Середня місячна відносна вологість:

- найхолодніший місяць – 83%;

- 43% найспекотнішого місяця.

За рік випадає 548 мм опадів.

Сніговий район - 4.

Вітряний район - 3.

Характерні значення навантажень:

- вітрове навантаження – $W_0 = 440 \text{ Па}$;

- снігове навантаження – $S_0 = 1140 \text{ Па}$.

Максимальна середня швидкість вітру січня становить 6,5 м/с.

Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови ділянки

Ділянка для будівництва має розміри 300x300 м в плані. Рельєф ділянки характеризується коливаннями висот у межах 2,5 м. Абсолютні відмітки поверхні суші коливаються від 140,5 до 143,0 м, з ухилами на південний захід.

Такі інженерно-геологічні умови дозволяють вести будівництво на ділянці, призначеній під забудову, як з використанням пальових фундаментів, так і з використанням мілкового закладення.

Розділ 1

Архітектурно-будівельна частина

1.1. Об'ємно-планувальне рішення

Характеристика функціональних процесів

Виробнича територія даного промислового підприємства поділена на чотири зони:

1) передзаводську, що включає допоміжні будівлі, які призначені для розміщення адміністрації, лікувальних установ, лабораторій, господарських корпусів, коридорів і стоянок для транспорту;

2) виробничі, в яких зосереджені цехи основного й допоміжного виробництва;

3) підсобне приміщення, в якому розміщуються енергетичні об'єкти, підземні та наземні інженерні комунікації;

4) склад, у якому розміщуються будівлі для зберігання матеріалів, заготовок, готової продукції, транспортні будівлі та споруди;

На розробленому генплані зв'язок між окремими зонами відповідає технологічному процесу, а виробничий потік має найменшу протяжність.

На передзаводській території запроектовані наступні будівлі та споруди: прохідна, їдальня, медичний пункт, адміністративний корпус, стоянка на 110 автомобілів, залізнична диспетчерська. У виробничій зоні є інструментальний цех, цех для ремонту автотранспорту і техніки. На території підсобного господарства розташовано ТЕЦ та електростанція.

За вертикальним плануванням всі будівлі розташовані в наземній і надземній зонах.

Опис прийнятих рішень та їх обґрунтування

Проектована промислова будівля є одноповерховою і має розмір в осях 66,70 x 49,0 м і складається із 4 прольотів.

Планувальне вирішення:

- в першому прольоті знаходиться склад виливків і поковок за вибуховістю, відносяться до типу Д;
- у другому прольоті заготівельна, механічна та монтажна ділянки віднесені до вибухонебезпечних за типом Д;
- у третьому прольоті ділянка електроустановок віднесена до категорії вибухових, а ділянка фарбування до класу А;
- в четвертому прольоті розташовані секції: контрольно-приймальні та пакувальні за вибухонебезпечністю типу Д.

Конструктивна схема будівлі – каркасна. Рівень чистої підлоги приймається на позначці 0,000.

Типи конструкції:

- 1) каркас - залізобетон (колони, фундаментні балки й підкранові балки);
- 2) стіни - сендвіч-панелі легкі металеві серії 1.432.2-32.95;
- 3) кроквяні конструкції - залізобетонні беззрізні ферми з малим ухилом;
- 4) конструкція покриття - залізобетонні ребристі плити 1.465.1-18;
- 5) фундаменти - монолітні колони індивідуального виготовлення та серії 1.412 з залізобетону;
- 6) металеві двері та ворота;
- 7) вікна - з алюмінієвих сплавів серії 1.436.4-22;
- 8) підлоги - бетонні, асфальтобетонні та на полімерній основі.

1.2. Архітектурно-конструктивне вирішення

Фундаменти

Фундаменти стовпчасті монолітні залізобетонні серії 1.412. Під спарені колони по індивідуальному виготовлення із урахуванням характеристик фундаментів по серії 1.412.

Залізобетонні конструкції проектують згідно з ДБН «Бетонні та залізобетонні конструкції». Сталева опалубка інвентарна зі сталі Ст3.

Бетон, що використовується для моноліту згідно ДСТУ:

- за класом міцності С25/30;
- за класом морозостійкості F200;
- марка по щебеню - 800, для бетону класу міцності С25/30.

Фундаментні балки

Балки фундаментні залізобетонні типу ФБ6 і ФБ12 серії 1.415-1.

Внутрішні та зовнішні стіни опираються на фундаментні балки, які передають навантаження на фундаменти колон каркаса. Фундаментні балки укладаються на спеціально підготовлені бетонні стовпи, які встановлюються на краях фундаментів.

У цьому проекті запроектовані таврові фундаментні балки, оскільки вони більш економічні за витратою бетону та сталі. Для уникнення деформацій при промерзанні ґрунту, брус з боків і знизу засипають шлаком. Верхня межа фундаментної балки розташована на позначці -0,030. Поверх бруса укладається гідроізоляція з ЦПР.

Колони

По положенню в будівлі колони поділяються на: двогілкові колони крайнього ряду серії КЕ-01-54 і колони суцільного перетину - крайні і середні. Зовні до крайніх колон примикає стінна огорожа. Крайні колони, в свою чергу, діляться на основні, які сприймають навантаження від стін, кранів і конструкцій покрівлі, і фахверкові, які служать тільки для кріплення стін. Фахверкові колони встановлюємо в торцях будівлі і між основними колонами з кроком 12 м. Довжина фахверкових колон приймається на 100 мм менше основних колон, щоб створити необхідний зазор між їх оголовком і нижнім поясом кроквяних конструкцій.

У даному проекті запроектовано залізобетонні колони серії 1.424.1-5 та двостулкові колони серії КЕ-01-52.

Кроквяні конструкції

У цьому проекті залізобетонні непрогонні ферми малого ухилу з прольотом 18 м по серії 1.463.1-1-97 і кроквяні балки двотаврового перерізу з прольотом 12 м по 1.462.

Покриття

Вимоги до покриттів:

- забезпечення необхідної міцності;
- забезпечення стабільності;
- має бути жорстким.

Покриття залізобетонними ребристими плитами серії 1.465.1-17.

В покритті використовуються різні види плит шириною 1,5 і 3 м:

- для знімної покрівлі використовуються плити типу ЗПЛ6, покриті азбестоцементними листами;
- плити типу ЗПГ6 для основного покриття;
- плити ширина 1,5 м для покриття в місцях підключення світильників;
- плити типу ЗПВ6 з отворами для проходження в них вентиляційних шахт;
- плити типу ЗПФ6 з прорізами для встановлення світлових ліхтарів.

Водовідведення від будівлі організоване, внутрішнє. Дренажні воронки діаметром 200 мм підбираються з розрахунку одна воронка на 350 м² покриття. Ухил покриття 3 і 5 градусів для ферм і балок відповідно.

Ліхтарі

У дипломному проекті розроблено два види ліхтарів - світлові та світлоаераційні.

Світлоаераційні ліхтарі мають П-подібну надбудову над прорізами даху. Вертикальна частина ліхтарів складається з щита висотою 0,6 м та стрічкового скління, у два яруси висотою 2х1,2 м. Плоска покрівля ліхтарів виконана із залізобетонних ребристих плит, аналогічна конструкції скатної покрівлі. Доступ до даху ліхтаря здійснюється через відкидну металеву драбину, розташовану в кінці.

Світлові ліхтарі монтуються в спеціальні накладки з прорізами для ліхтарів розміром 1,5 x 1,7 м і служать для освітлення середнього прольоту шириною 12 м. Світлові аераційні ліхтарі прямокутної форми шириною 6 м встановлюються на прольотах 18 м і служать для освітлення та вентиляції виробничих приміщень.

Ліхтарі розташовані по осі прольотів і їх кінці не доходять до торця будівлі і деформаційного шва на 6 м.

Підкранові балки

Підкранові балки служать для кріплення на них підкранових шляхів, по яких рухається кран, а також як з'єднання конструкції для підвищення її жорсткості. За місцем розташування в будівлі балки поділяють на торцеві - біля торців будівель, звичайні і температурні - в місцях деформаційних швів. На кінцях підкранових балок встановлюється крановий упор. Кріплення підкранової балки до консолі колони здійснюється за допомогою анкерних болтів, пропущених через опорний лист, попередньо приварений до опорної плити, а до колони – приварюванням вертикального листа до закладних деталей. Болтові з'єднання зварюють після правки. Рейка встановлюється з двох сторін на еластичну прокладку з прогумованої тканини товщиною 8-10 мм і закріплюється парними ніжками на шліцьових болтах.

Залізобетонні підкранові балки використовуються в будівлях з мостовими кранами і вантажопідйомністю до 30 т із кроком колон 6 і 12 м. У цьому проекті використані 6 м підкранових балок таврового перерізу і 12 м двотаврові.

Стіни

Стіни промислової будівлі, що проектується, виготовлені з легких панелей серії 1.432.2-30.93. Основа виконана із залізобетонних панелей 1,2 x 6 м, які спираються безпосередньо на фундаментну балку. Стіни з тришарових металевих панелей легше і зручніше в експлуатації. Тришарові сталеві панелі складаються з каркаса, відкрито розташованого всередині будинку, і огорожі у вигляді профільованих сталевих листів, закріплених на каркасі з втиснутим між ними ефективним утеплювачем. У монтованих стінах каркас з панелей працює

як фахверковий каркас будівлі. Він кріпиться безпосередньо до стовпів. Несучий каркас являє собою сталевий каркас з ригелів і з'єднують їх стійок з гарячекатаних швелерів. Верхня поперечина, утворена двома швелерами коробчатого перерізу, кріпиться при монтажі до консолей, які приварюються до колон. Решта поперечини з'єднуються зі стовпом зварюванням. Інтервал між ригелями по висоті до 3,6 м.

Для уникнення утворення «містків холоду» в горизонтальних і вертикальних стиках, та проти продування, простір всередині профілю кріплень заповнюємо мінеральною ватою.

Антикорозійні та антисептичні заходи

Ступінь корозійної стійкості матеріалів характеризується швидкістю їх корозії під впливом агресивного середовища. Для металу швидкість корозії вимірюється в мм/рік; а для інших матеріалів швидкість корозії оцінюємо якісно по зміні міцності, проникності та інших властивостей матеріалу.

Корозійну стійкість конструкцій підвищується за рахунок використання матеріалів, стійких до агресивного середовища. Пристрої для електрохімічного захисту металів, нанесення фарби й інших покриттів. Підвищення корозійної стійкості керамічних й кам'яних матеріалів досягається шляхом просочення поверхневого шару. Просочення проводиться синтетичними смолами, бітумом, парафіном, а також флотація. Для обробки поверхні деревини використовують антисептики. Корозійну стійкість залізобетону, бетону і розчинів підвищують або застосуванням для їх виготовлення спеціальних складів, або хімічною обробкою поверхонь конструкцій, або захистом їх спеціальними просоченнями, покриттям або нанесенням ізоляційних плівок. Дерев'яні конструкції піддають біозахисній та вогнезахисній обробці, металеві покривають фарбою. Всі металеві вироби підлягають спеціальній обробці - ґрунтуванню або фарбування. Поверхню, що фарбується, попередньо очищають від іржі, жиру і нерівностей.

В якості антикорозійного покриття труб використовується нафтобітумне покриття в 2 шари на ґрунт. Протикорозійні та антисептичні заходи проводяться відповідно до вимог ДБН «Захист будівельних конструкцій від корозії».

Підлоги

Підлоги в промисловій будівлі, яка проектується:

- асфальтобетонні, що запроектовані в механічній та монтажній частинах. Вони мають низку переваг, такі підлоги водонепроникні, важкогорючі, нековзкі, малошумні та здатні витримувати великі навантаження. Вони також відносно недорогі і прості в ремонті. Серед недоліків - погана стійкість до мінеральних речовин і неможливість їх улаштування в гарячих цехах.

- епоксидно-бетонні полімерні підлоги запроектовані в зоні електромонтажу та фарбування. Такі підлоги мають високі фізико-механічні властивості, водонепроникні, зносостійкі, не руйнуються під впливом кислот, лугів, полімерних масел, не пилять, еластичні та гігієнічні.

- залізобетонні перекриття проектуються в ливарних і ковальських цехах, а також на контрольно-пакувальних дільницях. Для підвищення зносостійкості підлогового покриття в нього додають сталеву стружку розміром до 5 мм. Такі підлоги вологостійкі та мають високу ударну міцність і стійкість до стирання, стійкі до мінеральних масел.

В'язі

Конструкції виробничих будівель повинні мати просторову жорсткість. У випадку з накатними покриттями жорсткість забезпечують тільки в'язи. В'язи поділяються на вертикальні і горизонтальні, перші розташовуються між колонами і в кришці, другі тільки в кришці. В'язи не тільки забезпечують жорсткість каркаса будівлі, але і сприймають горизонтальні навантаження (вітер, гальмування від мостових кранів). Конструкція ферм залежить від висоти будівлі, величини прольоту, кроку колон каркаса, наявності мостових кранів і їх вантажопідйомності. У цьому проекті використано хрестоподібні в'язи між колонами з кроком 6 м, порталні – з кроком 12 м та в'язи в обшивці. В'язи в

покриттях вибирають з урахуванням типу каркаса, виду покриття, висоти будівлі, типу внутрішньоцехового підйомно-транспортного обладнання, його вантажопідйомності та режиму роботи. В'язи вздовж колон встановлені в середині температурного блоку. В'язи в покритті встановлюються посередині і по краях температурного блоку.

Протипожежний захист

Протипожежні заходи здійснюються відповідно до вимог ДБН В.1.1-7-2004 «Пожежна безпека об'єктів будівництва».

До будівельного майданчика є можливість під'їзду пожежних машин із усіх боків. Джерело для зовнішнього пожежогасіння є проєктовані пожежні крани, а внутрішніми вогнегасниками з розрахунку 1 вогнегасник на 40 м² площі будівлі. По довжині будівлі передбачені виходи для швидкої евакуації відвідувачів.

Також передбачено різні протипожежні способи:

- встановлення системи для пожежної сигналізації;
- наявність вогнегасників у приміщеннях будівлі;
- встановлення системи аварійної сигналізації в приміщеннях будівлі.

Вентиляційні канали та огорожувальні конструкції вентиляційних каналів виконуються з негорючих матеріалів.

Всі дерев'яні конструкції оброблені антипіренами.

1.3. Інженерні мережі

Проектування систем внутрішніх і зовнішніх інженерних мереж здійснюється згідно з державними будівельними нормами України згідно з планами забудови з урахуванням кліматичних та інших умов розташування будівлі, теплотехнічних і фізичних та механічних характеристик будівельних матеріалів і конструкцій будівлі та самих систем, вимоги до мікроклімату та комфортності приміщень, індивідуальні характеристики та особливості монтажу внутрішніх та зовнішніх інженерних мереж, і, нарешті, вимоги економічного та естетичного характеру.

Водопостачання та водовідведення

Проектування систем водопостачання та водовідведення здійснюється з урахуванням їх взаємного погодження та відповідно до вимог ДСТУ.

Приймаємо дві системи: комбінованого господарсько-питного, промислового, протипожежного водопостачання; циркуляційний виробничий водопровід для охолодження обладнання.

Для будівлі ми використовуємо систему холодного водопостачання з тупиковим контуром і нижньою розводкою. Ми використовуємо таку ж систему для трубопроводу гарячої води, який також окільцьований зворотною мережею (стояки, магістраль) для відведення охолодженої води на підігрів.

Для гарантованого тиску в зовнішній мережі 0,25 МПа ми приймаємо системи без бустерної установки, однак конструктивно ми передбачаємо насос тільки для потреб протипожежного водопостачання.

Вводи водопроводу прокладаються перпендикулярно стіні будівлі. Глибина закладання вводу з ухилом 0,005 від будівлі приймається залежно від глибини закладання труб міського водопроводу і нижче глибини промерзання ґрунту, але не менше 1 м. Приймаємо діаметри вводів: холодного та гарячого водопостачання 100мм та 50мм відповідно відповідно до розрахункового водоспоживання.

Поливальний водопровід призначений для миття приміщень і обладнання, тротуарів, поливу зелених насаджень. На внутрішньому водопроводі передбачають один поливальний кран на кожні 60-70 м периметра будівлі.

Змішувачі для поливу надаються:

- в туалетах з 3 і більше туалетами;
- в умивальниках з 5 і більше умивальниками;
- в душових з 3 і більше душами;
- у приміщеннях, де потрібне вологе прибирання підлоги;

Холодна та гаряча вода буде подаватися до кранів для поливу будівлі. Норми витрат на полив приймаються згідно з ДБН «Вбудована внутрішня система водопостачання та водовідведення», додаток 3.

Температура гарячої води в місцях водорозбору 50-75оС (в душових, раковинах).

Протипожежний водопровід обладнується кранами діаметром 50 мм (внутрішні) та гідрантами (зовнішні) відповідно до вимог ДСТУ.

Проектом передбачено поєднання побутового та виробничого приміщення. каналізаційна мережа зі скиданням стічних вод в існуючу мережу населеного пункту. Приймаємо, що кошторисні витрати на водовідведення дорівнюють кошторисним витратам на водопостачання без урахування витрат на протипожежний водогін.

У будинках запроектовано господарсько-побутову (фекальну), промислову та дощову (зливову) каналізацію. На відповідних планах показують стояки, відвідні трубопроводи від приймачів стічних вод (сантехнічних пристроїв, трапів, лійок (лійок) тощо), випуски і колодязі.

У побутовій каналізації діаметр стояків не менше діаметра вихідних отворів підключених пристроїв (унітаз – 100 мм, раковина і ванна – 40-50 мм, сифон – 50-100 мм).

Теплопостачання

Тепло подається від котельні.

Тепломережі планується прокладати підземно по непрохідних каналах з використанням залізобетонних лотків, перекритих залізобетонними плитами. Теплопроводи передбачені із сталевих труб діаметром 150 мм. Передбачена теплоізоляція труб мінераловатними плитами товщиною 80 мм. Трубопровід необхідно теплоізолювати ізоляційною скловатною стрічкою. Глибина укладання трубопроводу 1 м до верху труби.

1.4. Будівельна фізика

Експлуатаційні якості цеху визначаються не тільки розмірами та об'ємом приміщень, їх оздобленням й ступенем оснащення інженерними і санітарно-технічними засобами, але й конструкцією огорож, що захищають приміщення

від холоду чи сонячної радіації, опадів та інші зовнішні впливи. Розділяють два середовища з різною температурою, атмосферним тиском, вологістю та рівнем шуму, огорожі запобігають проникати повітря, вологи, звуку та світла.

Основними фізичними процесами є: теплотехніка будівлі (теповіддача, вологий режим, проникнення повітря), освітлення будівлі (природне та штучне освітлення приміщень, інсоляція та сонячне випромінювання), будівельна акустика, тобто, звукоізоляція та акустика приміщень.

Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Цей розрахунок виконується для визначення та вибору мінімально можливої товщини огорожувальної конструкції будівлі, яка відповідає теплотехнічним, санітарно-гігієнічним, естетичні, техніко-економічним вимогам при забезпеченні міцності відповідних конструктивних елементів будівлі.

Вихідні дані:

- Район будівництва: м. Вінниця.
- Цільове призначення будівлі – цех машинобудівного заводу.
- Режим вологості в приміщенні нормальний.
- Температура внутрішнього повітря - $t_v = 16 \text{ C}$.
- Температура зовнішнього повітря - $t_3 = -200\text{C}$.
- Впроваджена огорожувальна конструкція - сендвіч-панель.

Товщина сталеві обшивки 1 мм, утеплювач мінеральна вата 150 мм.

Дані до розрахунку огорожувальних конструкцій зведено в таблицю 1.2.

Таблиця 1.2 - Характеристики матеріалу огорожуючих конструкцій

№ п/п	Матеріал	Густина кг/м ³	λ Вт/м ² °C	Товщина, м	R м ² , °C/Вт
1	Металева обшивка	7870	0,23	0,002	0,012
2	Мінеральна вата	50	0,045	0,15	3,15

Сумарний термічний опір R_0 для цілої конструкції стіни визначено за формулою:

$$R_0 = \frac{1}{a_e} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \dots + \frac{\delta_n}{\lambda_n} + \frac{1}{a_n};$$
$$R_0 = \frac{1}{23} + \frac{0,002}{0,23} + \frac{0,15}{0,045} + \frac{1}{8,7} = 3,6 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}.$$

Згідно з картами температурних зон України м. Вінниця розташоване в другій зоні, і для неї нормативне значення опорів теплопередачі для промислових будівель

$$R_0 = 3,6 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт} > R_{q \text{ min}} = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$$

Отже, дана конструкція стіни є придатною для застосування в промисловій будівлі м. Вінниця.

1.5. Техніко-економічні показники

1	Площа ділянки будівництва	м ²	85000
2	Площа промзабудови	м ²	7978
3	Площа асфальту і бруківки	м ²	17935
4	Площа озеленення	м ²	64065

Розділ 2

Розрахунково-конструктивний

2.1. Розрахунок попередньої напруженої двотаврової балки покрівлі Дані до проектування

Виготовлення балки передбачається в проектному вертикальному положенні. Використовуємо:

— бетон важкий С32/40 з тепловою обробкою при атмосферному тиску:

$$R_b = 23 \text{ МПа}, \quad R_{b,ser} = 28 \text{ МПа}, \quad R_{bt} = 1,4 \text{ МПа}, \quad R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа}, \\ E_b = 33500 \text{ МПа}.$$

— натяжка арматури виконується механічним способом в упорах стенда;

— обтискання бетону при передатній міцності 0,7В;

— у якості п. напруженої арматури приймемо арматуру класу А800;

— для зварювальних сіток арматура А240С, А400С, Вр-І. Відповідно

- для А240С: $R_s = 225 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 185 \text{ МПа}$, $E_s = 21 \cdot 10^4 \text{ МПа}$;

- для А400С діаметри 6 – 8 мм: $R_s = R_{sc} = 375 \text{ МПа}$,

$$R_{sw} = 265 \text{ МПа}, \quad E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

- для А400С діаметром 10 – 40 мм: $R_s = R_{sc} = 375 \text{ МПа}$,

$$R_{sw} = 275 \text{ МПа}, \quad E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

- для Вр-І діаметром 5 мм: $R_s = R_{sc} = 364 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 260 \text{ МПа}$,

$$E_s = 18 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

- для А800: $R_s = 720 \text{ МПа}$, $R_{s,ser} = 780 \text{ МПа}$; $R_{sc} = 645 \text{ МПа}$;

$$E_s = 18,5 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

Збір навантаження

На балку будуть діяти постійні й тимчасові навантаження.

Постійні це $g_e = 4,75 \text{ кПа}$, $g_m = 5,43 \text{ кПа}$.

Тимчасові:

повні $S_e = 0,65$ кПа, $S_m = 1,32$ кПа, і в їх числі

квазіпостійні $S_{el} = 0,23$ кПа, $S_{ml} = 0,45$ кПа,

Оскільки в тому місці цех не має ліхтарів, і ухил її покрівлі приблизно 5%, то прийmemo к-т переходу від ваги снігу до навантаження на покрівлю $\mu = 1$.

Навантаження на з/б балку від плит покриття у місцях обпирання їх поздовжніх ребер буде передаватися у вигляді зосереджених вантажів. Якщо в прольоті діють п'ять ось таких зосереджених однакових зусиль, то навантаження можемо рахувати рівномірно розподіленим.

Вага такої балки 42 кН, довжина 12 м. Навантаження від маси балки на 1 м її довжини:

характеристичне $g = \frac{42}{12} = 3,45$ кН/м;

експлуатаційні при $\gamma_{fe} = 1,0$ $g_e = 3,45 \cdot 1,0 = 3,45$ кН/м;

граничні розрахункові при $\gamma_{fm} = 1,1$ $g_d = 3,45 \cdot 1,1 = 3,78$ кН/м.

Знаходження граничних розрахункових навантажень балку

— постійні $g = 5,45 \cdot 6 + 3,78 = 36,5$ кН/м;

— тимчасові $p_l = 1,33 \cdot 6 = 7,8$ кН/м.

Повні граничні розрахункові навантаження

$$q = (5,45 + 1,33) \cdot 6 + 3,78 = 44,5 \text{ кН/м.}$$

Визначення зусиль у перерізах балки

Розрахункова схема балки вказана на рисунку 2.1. Розрахунковий проліт буде рівним відстані між анкерними болтами

$$l = 12,0 - 2 \cdot 0,15 = 11,6 \text{ м.}$$

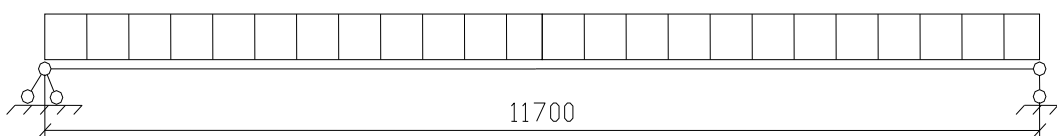


Рис. 2.1 Розрахункова схема балки

За розрахунковий ми приймаємо переріз у середині прольоту, у якому згинальний момент буде рівний

$$M = 0,5 \cdot q \cdot x \cdot (l - x) = 0,5 \cdot 44,5 \cdot 5,85 \cdot (11,6 - 5,75) = 762 \text{ кНм.}$$

Поперечні сили на опорі

$$Q = 0,5 \cdot q \cdot l = 0,5 \cdot 44,5 \cdot 11,6 = 261 \text{ кН.}$$

Підбір поздовжньої арматури балки

Для такої двосхилої балки поздовжню арматуру будемо підбирати по зусиллям, які діють в небезпечному перерізі, який розташований на відстані 6 м від опори тобто посередині.

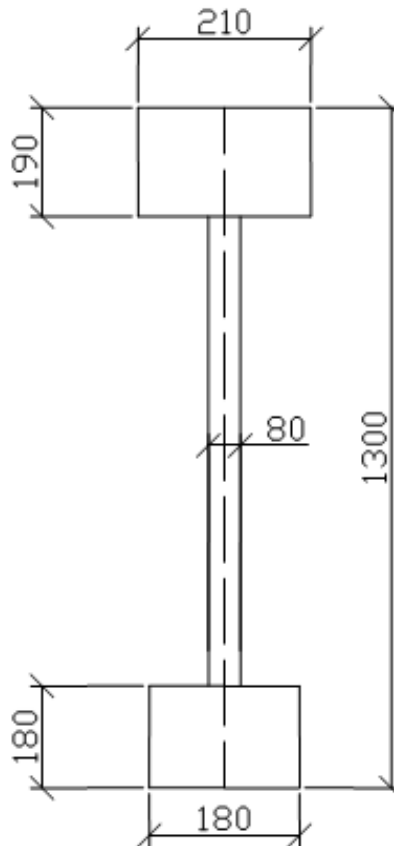


Рисунок 2.2 - Розрахунковий переріз двотаврової балки

Геометричні характеристики перерізу балки:

$$A_b = 0,08 \cdot 0,93 + 0,18 \cdot 0,21 + 0,18 \cdot 0,18 = 0,1468 \text{ м}^2;$$

$$S_b = 0,08 \cdot 0,93 \cdot 0,515 + 0,18 \cdot 0,21 \cdot 1,205 + 0,18 \cdot 0,18 \cdot 0,09 = 0,089315 \text{ м}^3;$$

$$y_b = \frac{S_b}{A_b} = \frac{0,089315}{0,1467} = 0,6087 \text{ м}; \quad y_b^1 = 1,3 - 0,6087 = 0,6913 \text{ м}.$$

$$I_b = \frac{0,08 \cdot 1,3^3}{12} + 0,104(0,5 \cdot 1,3 - 0,6912)^2 + \frac{(0,21 - 0,08) \cdot 0,19^3}{12} + 0,0247(0,6912 - 0,5 \cdot 0,19)^2 + \frac{(0,18 - 0,08) \cdot 0,18^3}{12} + 0,018(0,6088 - 0,5 \cdot 0,18)^2 = 0,02519$$

$$\frac{I_b}{y_b} = \frac{0,02519}{0,6087} = 0,04137 \text{ м}^3; \quad a_{n,t} = \frac{W_b}{A_b} = \frac{0,04137}{0,1467} = 0,283 \text{ м}.$$

Визначаємо коефіцієнти:

$$\phi_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh} = \frac{(0,18 - 0,08) \cdot 0,18}{0,08 \cdot 1,3} = 0,175; \quad \phi'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh} = \frac{(0,21 - 0,08) \cdot 0,19}{0,08 \cdot 1,3} = 0,237;$$

$$\xi_{crc} = \frac{1 + \phi_f}{2 + \phi_f + 2\phi'_f} = \frac{1 + 0,173}{2 + 0,173 + 2 \cdot 0,237} = 0,445;$$

$$z = h \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h} \phi'_f + \xi_{crc}^2}{2(\phi'_f + \xi_{crc})} \right] = 1,3 \left[1 - \frac{\frac{0,19}{1,3} \cdot 0,238 + 0,445^2}{2(0,238 + 0,445)} \right] = 1,078 \text{ м}.$$

Напружену арматуру розташуємо лише у розтягнутій зоні. Приймаємо $a = 0,1$ м, отже $y_{sp} = y_b - a = 0,6087 - 0,1 = 0,5083$ м.

Знаходимо площу напруженої арматури від умови надійності закриття тріщини при $M = 762$ кНм:

$$z_p = 0,61(y_{sp} + a_{n,t}) = 0,61(0,5087 + 0,282) = 0,483 \text{ м};$$

$$A_{sp} = \frac{M + 0,5W_{red,b}}{R_{s,ser}z_p} = \frac{0,761 + 0,5 \cdot 0,04138}{590 \cdot 0,483} = 15,65 \text{ см}^2.$$

Визначення кількості арматури при умові її пружної роботи

$$z_p = 0,94 z = 0,94 \cdot 1,078 = 1,013 \text{ м};$$

$$A_{sp} = \frac{M}{R_{s,ser}z_p} = \frac{0,761}{590 \cdot 1,014} = 12,6 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 8 Ø16 класу А800, з площею $A_{sp} = 16,06 \text{ см}^2$.

У верхній полиці на віддалі 0,02 м від верхньої грані установлюємо повздовжню ненапружену арматуру 4 Ø10 А400С ($A_s = 3,15 \text{ см}^2$).

Геометричні характеристики поперечного перерізу балки

Обчислимо для поперечного переріза в середині прольоту.

Знайдемо відношення модулів пружності арматури та бетону:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{180000}{32600} = 5,85 \quad \alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{300000}{33500} = 6,14.$$

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури, приведені до бетону:

$$\alpha_s A_{sp} = 5,86 \cdot 16,09 = 94,15 \text{ м}^2; \quad \alpha_s A_s = 6,14 \cdot 3,15 = 19,2 \text{ см}^2.$$

Площа приведенного перерізу балки

$$A_{red} = 0,08 \cdot 1,2 + (0,22 - 0,09) \cdot 0,18 + (0,19 - 0,09) \cdot 0,19 + 0,00951 + 0,00192 = 0,1680 \text{ м}^2$$

Статичний момент площі поданого перерізу відносно нижньої грані, приймаючи, що вся арматура розтягнутої зони зосереджена на відстані 0,3 м від неї

$$S_{red} = 0,5 \cdot 0,09 \cdot 1,2 + 0,0257 \cdot (1,3 - 0,6 \cdot 0,18) + 0,018 \cdot 0,4 \cdot 0,19 + 0,00951 \cdot 0,1 + 0,00192 \cdot (1,2 - 0,03) = 0,1034 \text{ м}^3.$$

Положення центру ваги приведенного переріза

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{0,1034}{0,1590} = 0,658 \text{ м}; \quad h - y_{red} = 1,2 - 0,548 = 0,642 \text{ м}.$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу і до центру ваги нижньої і верхньої арматури $y_{sp} = 0,658 - 0,1 = 0,549 \text{ м}; \quad y_s = 0,642 - 0,02 = 0,612 \text{ м}.$

Момент інерції приведенного перерізу

$$I_{red} = \frac{0,08 \cdot 1,3^3}{12} + 0,104(0,5 \cdot 1,3 - 0,652)^2 + \frac{(0,21 - 0,08) \cdot 0,19^3}{12} + 0,0247(0,652 - 0,5 \cdot 0,19)^2 + \frac{(0,18 - 0,08) \cdot 0,18^3}{12} + 0,018(0,648 - 0,5 \cdot 0,18)^2 + 0,00941 \cdot 0,548^2 + 0,00193 \cdot 0,622^2 = 0,0316 \text{ м}^4.$$

Моменти опора приведенного перерізу для нижньої та верхньої грані

$$W_{red,b} = \frac{I_{reg}}{y_{red}} = \frac{0,0316}{0,648} = 0,0498 \text{ м}^3;$$

$$W_{red,t} = \frac{I_{reg}}{h - y_{red}} = \frac{0,0316}{0,652} = 0,0495 \text{ м}^3.$$

Відстань від центру ваги приведенного переріза до ядрових точок

$$a_{n,b} = \frac{W_{red,b}}{A_{red}} = \frac{0,0498}{0,1590} = 0,308\text{м}; \quad a_{n,t} = \frac{W_{red,t}}{A_{red}} = \frac{0,0495}{0,1590} = 0,308\text{м}.$$

Момент опора приведенного перерізу для крайніх волокон, з урахуванням непружних деформацій розтянутого бетону, визначають за формулою $W_{pl,b} = \gamma W_{red}$.

По нижніх розтягнутих волокон при

$$\frac{b'_f}{b} = \frac{0,22}{0,09} = 2,635 < 4, \quad 2 < \frac{b_f}{b} = \frac{0,19}{0,09} = 2,26 < 7 \text{ знаходимо } \gamma = 1,4, \text{ тому}$$

$$W_{pl} = 1,4 \cdot 0,0498 = 0,0742 \text{ м}^3.$$

По верхніх розтягнутих волокон

$$\frac{b'_f}{b} = \frac{0,17}{0,08} = 2,35 < 4, \quad 2 < \frac{b_f}{b} = \frac{0,20}{0,09} = 2,626 < 7, \quad \frac{h_f}{h} = \frac{0,18}{1,4} = 0,14 < 0,3$$

знаходимо $\gamma = 1,4$, тому $W_{pl,t} = 1,4 \cdot 0,0495 = 0,0738 \text{ м}^3$.

Попереднє напруження арматури та його втрати

Призначаємо початкове (без якогось врахування втрат) попереднє напруження арматури $\sigma_{sp} = 600 \text{ МПа}$. Допустимі відхилення попереднього напруження при механічному способі натягу $p = 0,04 \cdot \sigma_{sp} = 0,04 \cdot 800 = 26 \text{ МПа}$.

Отже $\sigma_{sp} + p = 800 + 26 = 526 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 580 \text{ МПа}$,

$$\sigma_{sp} - p = 800 - 26 = 476 \text{ МПа} > 0,2R_{s,ser} = 0,2 \cdot 580 \text{ МПа} = 173 \text{ МПа}.$$

Визначаємо втрати, які з'являться до обтиску в бетоні:

— від релаксації напружень в арматурі

$$\sigma_1 = \left(\frac{0,32\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,2 \right) \sigma_{sp} = \left(\frac{0,32 \cdot 600}{560} - 0,2 \right) \cdot 600 = 45,32 \text{ МПа};$$

— від температурного перепаду між опорами стенду і бетоном при

$$\Delta t = 70^\circ\text{C} \quad \sigma_2 = 1,35 \Delta t = 135 \cdot 70 = 85 \text{ МПа};$$

— від деформації анкеру, розташованих біля натяжних пристроїв, при

$$\Delta l = 2 \text{ мм} \cdot 2 = 15 \text{ м}, \quad \sigma_3 = \frac{\Delta l E_s}{l} = \frac{2 \cdot 180000}{15000} = 28,15 \text{ МПа};$$

— від тертя арматури в огинаючий пристрій $\sigma_4 = 0$;

— від деформації сталюї форми $\sigma_5 = 0$.

Загальні втрати до тиску бетону

$\sigma_{\text{loss}} = 44,23 + 73 + 28,15 + 0 + 0 = 146,38$ МПа, а попередні напруження арматури $\sigma_{\text{sp}} = 600 - 144,37 = 355,65$ МПа.

Зусилля попередніх обтиску $P_o = \sigma_{\text{sp}}A_{\text{sp}} = 355,65 \cdot 17,09 = 0,580$ МН.

Згинаючий момент у середині прольоту від ваги балки

$$M_d = \frac{g_d l^2}{9} = \frac{3,66 \cdot 11,8}{9} = 65,2 \text{ кНм.}$$

Напруженні в бетоні при обтиску на рівні напруженої нижньої та верхньої (ненапруженої) арматури:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_o}{A_{red}} + \frac{(P_o y_{sp} - M_d) y_{sp}}{I_{red}} = \frac{0,570}{0,1580} + \frac{(0,570 \cdot 0,548 - 0,0643) 0,548}{0,0316} = 7,9 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{P_o}{A_{red}} -$$

$$\frac{(P_o y_{sp} - M_d) y_s}{I_{red}} = \frac{0,670}{0,1480} - \frac{(0,580 \cdot 0,648 - 0,0633) 0,632}{0,0318} = -1,29 < 0$$

Передаточна міцність бетону $R_{bp} = 0,8 B = 0,8 \cdot 50 = 29$ МПа.

Коефіцієнт $\alpha = 0,26 + 0,026 R_{bp} = 0,26 + 0,029 \cdot 29 = 0,85$,

приймаємо $\alpha = 0,77$.

Так як $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{7,8}{29} = 0,29 < \alpha = 0,76$, то втрати від швидкоплинної повзучості бетону з врахуванням коефіцієнту 0,86 (бетон пропарений),

$$\sigma_6 = 0,86 \cdot 50 \cdot 0,29 = 9,53 \text{ МПа.}$$

Так, як $\sigma_{bs} < 0$, попередні стискаючі напруження в ненапружених арматурах $\sigma'_6 = 0$.

Перші втрати $\sigma_{\text{loss}} = 155,36 + 8,53 = 155,89$ МПа.

Попередньо напруження в арматурі з урахування перших втрат

$$\sigma_{\text{sp},1} = 600 - 155,88 = 544,12 \text{ МПа.}$$

Зусилля попереднього обтиску із урахування тих втрат

$$P_{01} = \sigma_{\text{sp}} A_{\text{sp}} = 535,13 \cdot 0,001509 = 0,5650 \text{ МН.}$$

Втрати в напруженій арматурі, викликані всадкою пропареного бетону $\sigma_9 = 0,95 \cdot 70 = 43,5$ МПа. При $\alpha = 0,95$ втрати від повзучості бетону $\sigma_9 =$

$$\frac{150 \alpha \sigma_{bp}}{R_{bp}} = 160 \cdot 0,95 \cdot 0,29 = 36,7 \text{ МПа.}$$

Ненапружена арматура S' знаходиться в розтягнутій при обтиску зоні, тому $\sigma'_s = 0$.

Загалом втрати

$$\sigma_{\text{loss}} = 146,37 + 0 + 0 + 9,53 + 45,5 + 36,7 = 234,2 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

Попереднє напруження у арматурі після проявлення усіх втрат

$$\sigma_{\text{sp},2} = 600 - 234,1 = 267,8 \text{ МПа.}$$

Зусилля попереднього обтискання

$$P_{02} = \sigma_{\text{sp},2} \cdot A_{\text{sp}} = 267,8 \cdot 0,001708 = 0,43918 \text{ МН} = 428,3 \text{ кН.}$$

Розрахунки міцності балки в стадії експлуатації

Перевірка розміру бетонного перерізу

Розмір перерізу перевіряємо з умов $Q \leq 0,4\phi_{\omega 1}\phi_{b1}R_b h_o b$. Розглянемо 2 похилих перерізів I – I та II – II, які починаються на відстані відповідно 0,33 м і 1,65 м від опор (рис. 2.3).

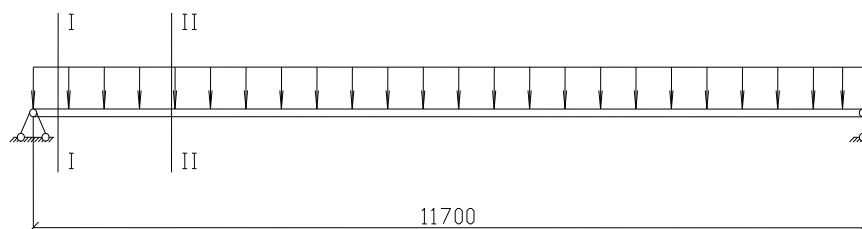


Рисунок 2.3 - До розрахунку міцності в стадії експлуатації балки

Оскільки між місцем прокладання опорної реакції та перерізом, які розглядають, поперечне навантаження відсутнє (плити покриття опираються на балку із кроком 4 м), то значення зовнішньої поперечної сили ми приймаємо рівним опорній реакції $Q = 270 \text{ кН}$. Так, як невідоме поперечне армування, то приймаємо $A_{\omega} = 0$, тоді $\phi_{\omega 1} = 1$.

Приймаємо $\gamma_{b2} = 0,8$,

тому $R_b = 0,8 \cdot 32 = 18,8 \text{ МПа}$ і $\phi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 18,8 = 0,902$.

Для перерізу I – I: $b = 0,13 \text{ м}$, $h_o = 0,785 \text{ м}$, отже формула має вигляд

$$Q_u = 0,4 \cdot 1 \cdot 0,902 \cdot 19,9 \cdot 10^3 \cdot 0,784 \cdot 0,13 = 449 \text{ кН} ;$$

Для перерізу II – II: $b = 0,09$, $h_0 = 0,817$ м, отже формула виглядає

$$Q_u = 0,4 \cdot 1 \cdot 0,903 \cdot 18,8 \cdot 10^3 \cdot 0,817 \cdot 0,09 = 360 \text{ кН};$$

Так як для двох перерізів виконується умова $Q = 270 \text{ кН} < Q_u$, подані розміри поперечного перерізу достатні.

Міцність нормальних перерізів

Перевіримо міцність небезпечного перерізу, що розташований на віддалі $0,36l$ від опори. Попереднє напруження арматури, що встановилося у балці визначимо із врахування коефіцієнту точності натягу

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,8,$$

де $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$, механічний спосіб натягу арматури.

Визначимо граничне значення відносно стиснутої зони бетону

$$\omega = 0,86 - 0,009 \cdot 19,9 = 0,682; \quad \sigma_{sR} = R_s + 500 - \sigma_{sp} = 520 + 500 - 0,8 \cdot 267,9 = 668,8 \text{ МПа};$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,682}{1 + \frac{668,8}{400} \left(1 - \frac{0,682}{1,1}\right)} = 0,452.$$

Приймаємо у першому наближенні $\gamma_{s6} = 1,3$ та перевіряємо умову

$$\begin{aligned} \gamma_{s6} R_s A_{sp} &= 1,2 \cdot 610 \cdot 1,908 = 985 \leq R_b b' h_f' + R_{sc} A_s \\ &= 18,8 \cdot 10^3 \cdot 0,22 \cdot 0,18 + 364 \cdot 0,315 = \\ &= 995,8 \text{ кН} \end{aligned}$$

Оскільки умова виконується, то межа стиснутої зони проходить в полиці, отже розрахунок виконується як для елемента прямокутного переріза шириною $b = b_f = 0,22$ м.

Висота стиснутої зони, при $\gamma_{s6} = 1,3$

$$\chi = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_{sc} A_s}{R_b b} = \frac{1,2 \cdot 520 \cdot 1,609 - 366 \cdot 0,315}{18,8 \cdot 10^3 \cdot 0,22} = 0,309 \text{ м}$$

Визначимо відносну висоту стиснутої зони $\xi = \frac{\chi}{h_0} = \frac{0,208}{1,042} = 0,301$, де $h_0 = 1,140 - 0,2 = 1,051$.

Так як $\xi = 0,202 < \xi_R = 0,463$, то міцність перевіряється з умови

$$\gamma_{s6} = 2\eta - 1 - 2(\eta - 1)\xi/\xi_R = 2 \cdot 1,3 - 1 - 2(1,3 - 1) \cdot 0,208/0,463 = 1,23$$

$$> \eta = 1,3$$

Приймаємо $\gamma_{s6} = 1,3$, відповідно $\chi = 0,208$ м.

Несуча здатність розглянутого перерізу

$$M = R_b b x (h_o - 0,4x) + R_{sc} A_s (h_o - a_s) =$$

$$= 19,9 \cdot 0,22 \cdot 0,208 (1,051 - 0,6 \cdot 0,208) + 364 \cdot 0,000315 \times (1,051 - 0,05) =$$

$$= 852 \text{ кН} > M = 770 \text{ кН}$$

Умови виконуються, отже міцність найнебезпечнішого перерізу є забезпечена.

Міцність похилих перерізів

Двосхилі балки являють собою елементи із ухилом стиснутої грані 1/13.

Оскільки дане навантаження на балку прикладене у вигляді зосереджених сил через 4 м, приймають $c = 4$ м. У опорному перерізі $h_{o,sup} = 0,8$ м, тоді $h_o = h_{o,sup} + c \cdot \text{tg}\beta = 0,8 + 3/13 = 0,96$ м, $h_{om} = 0,6 \cdot (h_o + h_{o,sup}) = 0,6 \cdot (0,96 + 0,8) = 0,826$ м.

Розглянемо переріз, в якому $h_o = h_{om} = 0,826$ м,

$$R_{bt} = 0,8 \cdot 1,5 = 1,25 \text{ МПа}, N = 0,$$

$$\phi_n = 0,1P_o / (R_{bt} b h_o) = 0,1 \cdot 0,580 / (1,28 \cdot 0,09 \cdot 0,826) = 0,313 < 5,$$

приймаємо $\phi_n = 0,315$.

Необхідність розрахунку поперечної арматури перевіряють з умов:

$$Q_{\max} = 280 \text{ кН} < 2,6 R_{bt} b h_{o,sup} = 2,6 \cdot 1,25 \cdot 10^3 \cdot 0,09 \cdot 0,8 = 177 \text{ кН}.$$

$$Q = 270 \text{ кН} < Q_{bu} = \frac{\phi_{b4}(1+\phi_n)R_{bt}bh_{om}^2}{c} = \frac{1,4(1+0,313) \cdot 1,25 \cdot 0,09 \cdot 0,835^2}{3} = 44 \text{ кН}$$

Умова не виконується, отже необхідно розрахувати поперечну арматуру. Визначимо $M_{b,sup}$ для опорного перерізу. Загальний коефіцієнт приймаємо $1 + \phi_f + \phi_n = 1,6$.

Для похилого перерізу від опори і до першого зосередженого навантаження $c_1 = 4$ м; $h_o = 0,96$ м; $Q_1 = 270$ кН; $c_{o1} = 2h_o = 1,8$ м $< c_1 = 4$ м;

$$Q_{b1} = \frac{M_{b,\text{sup}}}{c_1} = \frac{205,82}{3} = 68,6 \text{ кН.} <$$

$$< Q_{b,\text{min}} = \phi_{b3}(1 + \phi_f + \phi_n)R_{bt}bh_o = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,26 \cdot 0,08 \cdot 0,95 = 86,2 \text{ кН.}$$

Приймаємо $Q_{b1} = 86,5$ кН. Потрібну інтенсивність хомутів q_{w1} приймемо, залежно від коефіцієнта $\kappa_1 = \frac{Q_1 - Q_{b1}}{Q_{b1}} = \frac{220 - 87,2}{87,2} = 2,02$. Оскільки

$$\kappa_1 < \pi_{o1} = \frac{Q_{b,\text{min}}}{Q_{b1} \frac{c_o}{2h_o}} = \frac{86,2 \cdot 1,9}{68,6 \cdot 0,95}, \text{ то}$$

$$q_{w1} = \frac{Q_1}{c_o} \cdot \frac{\pi_{o1}}{1 + \pi_{o1}} = \frac{270}{1,8} \cdot \frac{2,52}{1 + 2,52} = 99 \text{ кН/м.}$$

Найбільший крок поперечних стержнів визначаємо за формулою

$$s = \frac{\phi_{b4} R_{bt} b h_o^2}{Q_1} \frac{1,4 \cdot 1,26 \cdot 10^3 \cdot 0,09 \cdot 0,96^2}{270} \text{ м.}$$

w,max

Приймаємо $s_w = 0,1$ м, тоді необхідна площа поперечних стержнів

$$A_w = \frac{q_{w1} s_{w1}}{R_{sw}} = \frac{98 \cdot 0,1}{285 \cdot 10^3} = 0,35 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø7 А400С, площею $A_{sw} = 0,58$ см² з кроком 300 мм.

Визначимо момент утворення тріщини в нормальному перерізі, що проходить через кінець зони передачі напруження, тобто на відстані

$$l_p = \left(\frac{\omega_p R_s}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d = \left(\frac{0,26 \cdot 520}{24,8} + 10 \right) 13 = 182 \text{ мм} = 0,182 \text{ м від торця балки.}$$

Знаходимо геометричні характеристики для перерізу, що проходить на цій відстані

$$y_{sp} = 0,648 \text{ м; } a_{n,t} = \frac{W_{red,t}}{A_{red}} = \frac{0,0495}{0,1590} = 0,407 \text{ м, } W_{pl} = 0,0733 \text{ м}^3.$$

Повні втрати попереднього напруження $\sigma_{\text{loss}} = 234,1$ МПа.

Момент від зовнішніх навантажень у перерізі, що розглядається

$$M = 0,5q l_p (l - l_p) = 0,6 \cdot 44,5 \cdot 0,184 \cdot (11,8 - 0,182) = 46,9 \text{ кНм.}$$

$$P_{o2} = 0,43917 \text{ МН.}$$

період утворення тріщин

$$M_{\text{crc}} = P_{o2} (e_{op} + a_{n,t}) + R_{bt} \cdot W_{pl} = 0,42817 \cdot (0,184 + 0,308) + 1,27 \cdot 0,0742 = 306 \text{ кН} > M = 46,9 \text{ кН.}$$

Оскільки тріщини не утворилися, то міцність перерізу для згинаючого моменту не розраховують.

Міцність балки у коньку

В двосхилих балках із полицею у стиснутій зоні виникають вертикальні зусилля D , які відривають верхню полицю від стінки. Воно має сприйматись додатковим вертикальним стержнем періодичного профілю, що розташовані на ділянці довжиною $\leq 1/5$ висоти перерізу в коньку.

Вертикальне зусилля

$$D = \frac{2Mtg\beta}{h_o - 0,5h'_f} = \frac{2 \cdot 0,780 \cdot 0,084}{1,4 - 0,5 \cdot 0,18} = 0,106 \text{ МН.}$$

Площа перерізу додаткової арматури класу А500С

$$A_s = \frac{D}{R_s} = \frac{0,105}{365} = 2,89 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø10 А400С площею $A_s = 3,15 \text{ см}^2$.

2.2. Розрахунок фундаментів

Геологічні умови ділянки

На будділянці бурінням трьох свердловин в глибину 15 метрів було встановлено 5 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ). Задля надання рекомендацій для проектування основ й фундаментів треба визначити необхідні нам фізичні характеристики ґрунтів та їх розрахункові механічні характеристики, дати назву і загальне заключення про ІГЕ.

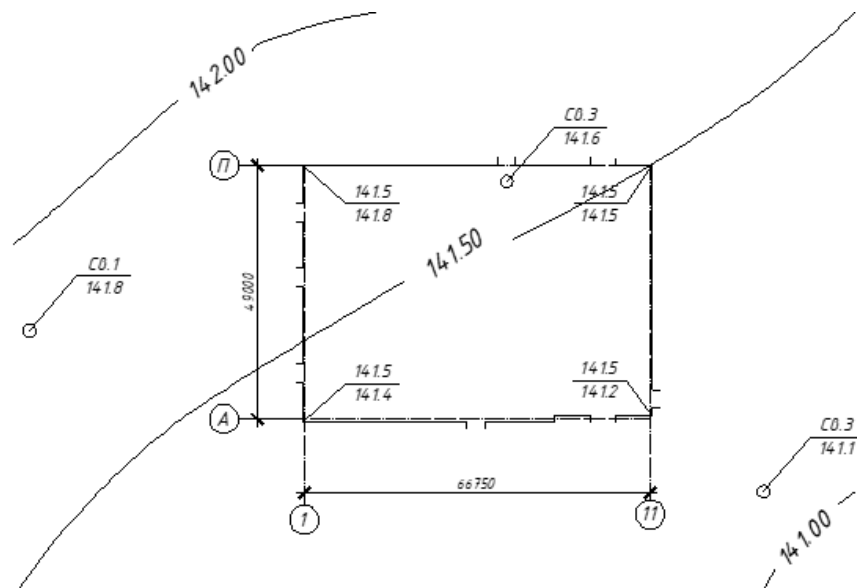


Рисунок 2.4 - Схема горизонталей та розміщення свердловин на будівельному майданчику

Характеристика ґрунтів і їх назви

ІГЕ-1 – ґрунтово-рослинний з товщиною 0,4 м.

ІГЕ-2 – зв'язний ґрунт з товщиною 4,0-4,5 м. Дані по лабораторних аналізах наведено в таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 - Дані по лабораторних аналізах ІГЕ-2

Характеристики ґрунтів										
ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _p , %	E, кПа	ϕ , град	с, кПа	Відносні просідання ε_{sl} при заданому тиску p, кПа		
								100	200	300
2,80	1,51	8,4	36,0	24,0	---	20	28	0,046	0,072	0,087

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту:

Число пластичності

$$I_p = W_L - W_P = 36 - 24 = 11\%;$$

Згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2.97 зв'язний ґрунт з числом пластичності $I_p = 12\%$ називається суглинком.

Показник текучості

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{8,3 - 24}{14} = -0,98;$$

Суглинок із показником текучості $I_L = -0,98$ знаходиться у твердому стані.

Тоді коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,7}{1,51} (1 + 0,082) - 1 = 0,95;$$

Коефіцієнт водонасичення

$$S_r = \frac{\rho_s W}{e \rho_w} = \frac{2,7 \cdot 0,082}{0,95 \cdot 1,0} = 0,24;$$

Назва 2 ґрунту: суглинок твердий що просідає.

ІГЕ-3 – зв'язаний ґрунт з товщиною 4,9-5,2 м. Дані лабораторії наведено в таблиці 2.6.

Таблиця 2.6 - Дані лабораторії по ІГЕ-3

Характеристики ґрунтів										
ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	E, кПа	ϕ , град	c, кПа	Відносні просідання ε_{sl} при заданому тиску p, кПа		
								100	200	300
2,68	1,57	6,9	31,0	17,0	---	21	20	0,013	0,018	0,024

Отже, фізичні характеристики 3 ґрунту:

Число пластичності

$$I_p = W_L - W_P = 31 - 17 = 14\%;$$

Згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2.97 зв'язаний ґрунт з числом пластичності $I_p = 14\%$ називаються суглинком.

Показник текучості

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{6,8 - 17}{15} = -0,66;$$

Глина із показником текучості $I_L = -0,66$ знаходиться у твердому стані.

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,68}{1,55} (1 + 0,068) - 1 = 0,81;$$

Коефіцієнт водонасичення

$$S_r = \frac{\rho_s W}{e \rho_w} = \frac{2,67 \cdot 0,068}{0,82 \cdot 1,0} = 0,22;$$

Назва ґрунту: суглинок твердий що просідає.

ІГЕ-4 – зв’язний ґрунт із товщиною 2,0-3,2 м. Дані аналізів наведено в таблиці 2.6.

Таблиця 2.6 - Дані аналізів ІГЕ-4

Характеристики ґрунтів										
ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	E, кПа	ϕ , град	с, кПа	Відносне просідання ε_{sl} при заданому тиску p, кПа		
								100	200	300
2,68	1,95	25,3	36,0	23,0	14	23	26			

Тоді фізичні характеристики ґрунту:

Число пластичності

$$I_P = W_L - W_P = 36 - 23 = 13\%;$$

Згідно із ДСТУ Б.В.2.1-2.97 зв’язний ґрунт із числом пластичності $I_P = 13\%$ називається суглинком.

Показник текучості

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{25,3 - 23}{13} = 0,24;$$

Глина із показником текучості $I_L = 0,24$ знаходиться у напівтвердому стані.

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,68}{1,95} (1 + 0,253) - 1 = 0,73;$$

Коефіцієнт водонасичення

$$S_r = \frac{\rho_s W}{e \rho_w} = \frac{2.69 \cdot 0.253}{0.73 \cdot 1.0} = 0.93;$$

Назва 4 ґрунту: суглинок напівтвердий.

ІГЕ-5 – незв’язний ґрунт з товщиною 2,3-3,2 м. Дані аналізів ґрунтів наведено в таблиці 2.7.

Таблиця 2.7 - Дані аналізів ІГЕ-5

Гранулометричний склад										Характеристики					
≥10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,23	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,015-0,005	<0.005	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	E, кПа	ϕ , град	c, кПа
2,0	24,0	25,0	27,5	10,5	4,0	2,7	1,2	1,1	1,0	2,65	2,00	20,5	40	40	1

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2.63}{2.00} (1 + 0.205) - 1 = 0.61;$$

Пісок гравіюватий із коефіцієнтом пористості $e=0,61$ знаходиться в стані середньої щільності.

Коефіцієнт водонасичення

$$S_r = \frac{\rho_s W}{e \rho_w} = \frac{2.65 \cdot 0.205}{0.60 \cdot 1.0} = 0.92;$$

Пісок із коефіцієнтом водонасичення $S_r = 0.92$ знаходиться у стані насичення водою.

Назва ґрунту: пісок гравіюватий, щільний і насичений водою.

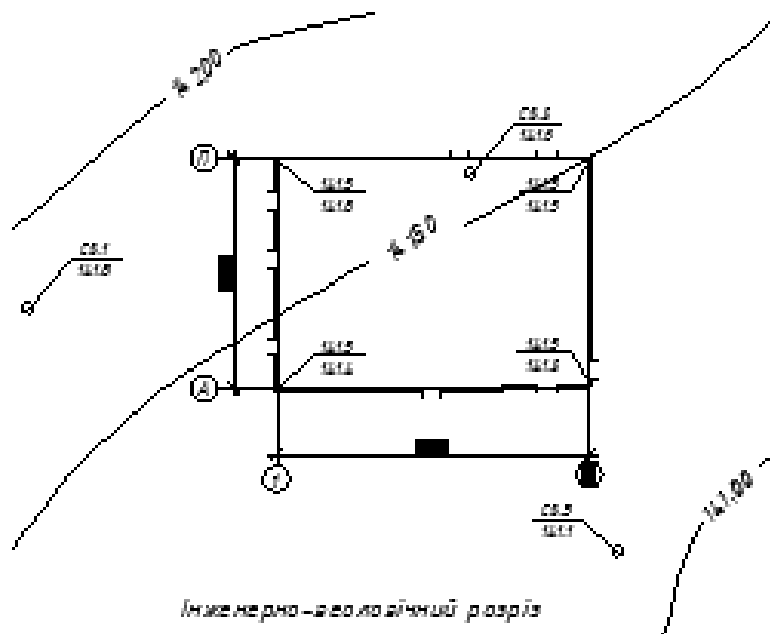
Розрахункові характеристики ґрунтів

Дані по лабораторних аналізах та дані розрахунків для усіх ІГЕ ми зводимо в таблицю 2.8. А на рисунку 2.8 викреслюємо інженерно-геологічний розріз ІГР.

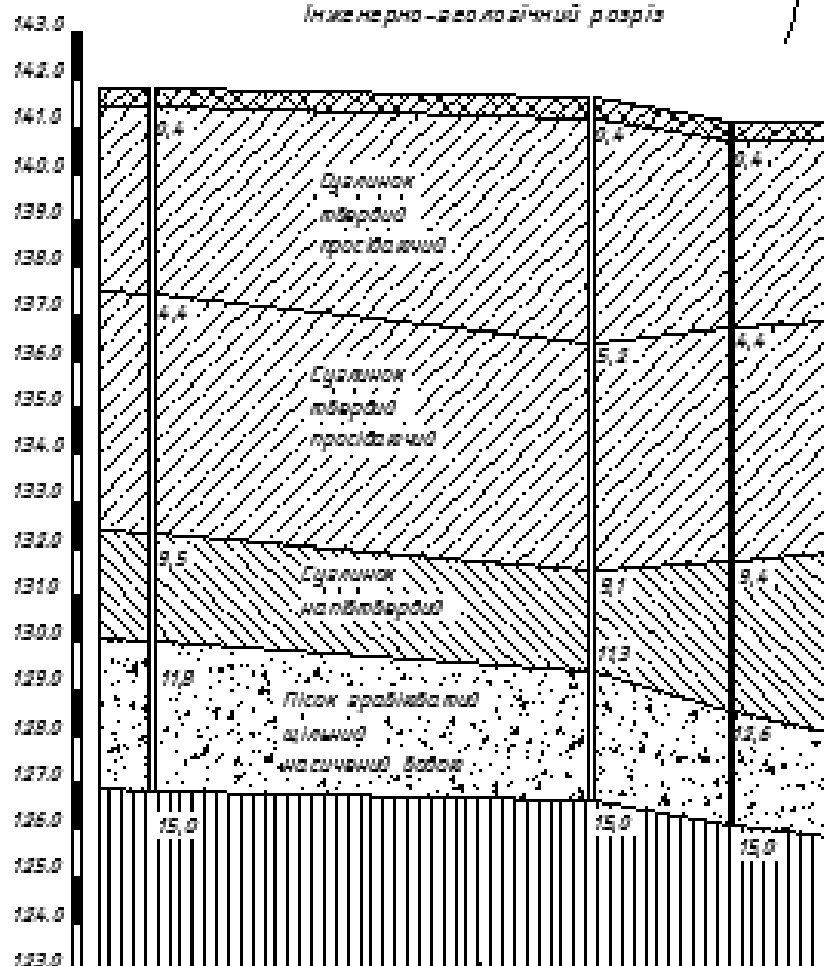
Таблиця 2.8 - Характеристики ґрунтів будділянки

№ ПЕ	Назва ґрунту	Товщина ПЕ, м	Основні фізичні показники					Похідні фізичні показники						Міцнісні показники				Деформативні показники			
			ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	I _P , %	I _L , д.о.	e, д.о.	S _r , д.о.	γ_1 , кН/м ³	γ_2 , кН/м ³	ϕ_1 , град	ϕ_2 , град	c _t , кПа	c _p , кПа	Відносне просідання ϵ_{sl} при тиску p, кПа			E, кПа
			100	200	300																
ПЕ-2	Суглинок твердий просідаючий	4,0- 4,9	2,70	1,51	8,4	36,0	22,0	14	- 0,99	0,95	0,24	14,5	15,1	17,6	20	18,7	28	0,048	0,072	0,087	-
ПЕ-3	Суглинок твердий просідаючий	4,9- 5,2	2,65	1,57	6,9	32,0	17,0	15	- 0,67	0,83	0,23	15,0	15,7	18,5	21	13,3	20	0,013	0,018	0,027	-
ПЕ-4	Суглинок напівтвердий	2,1- 3,1	2,65	1,95	25,3	35,0	22,0	13	0,25	0,72	0,93	18,6	19,5	20,3	23	16,8	25	-	-	-	14000
ПЕ-5	Пісок гравіюватий, щільний, що насичений водою	2,3- 3,2	2,75	2,00	20,4	-	-	-	-	0,6	0,8	19,0	20,0	37,3	40	0,68	1	-	-	-	40000

Схема розміщення свердловин



Інженерно-геологічний розріз



Глибина устя свердловини	141,8	141,6	141,1
Відстань м	54,2	38,2	
Назва свердловини	СБ.1	СБ.2	СБ.3

Рисунок 2.5 - Інженерно-геологічний розріз

Типи ґрунтових умов за просіданням

Визначаємо можливе просідання просідаючої товщини від власної ваги ґрунту при замочуванні до $S_r = 0,8$ тож:

1. Поділимо просідаючу товщу (у межах ІґЕ) на окремі розрахункові частини товщиною $h_i \leq 2m$ (таблиця 2.9).

2. Визначимо вологість замоченого ґрунту W_{sat} та його питому вагу γ_{sat} :

Для ІґЕ - 2:

- вологість мокрого ґрунту: $W_{sat} = \frac{S_r \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} = \frac{0,8 \cdot 0,95 \cdot 1,0}{2,70} = 0,278;$

- питома вага такого ґрунту

$$\gamma_{sat} = \frac{\rho}{1+W} (1 + W_{sat}) \cdot g = \frac{1,51}{1+0,082} (1 + 0,279) \cdot 10 = 17,7 \text{ кН/м}^3.$$

Для ІґЕ - 3:

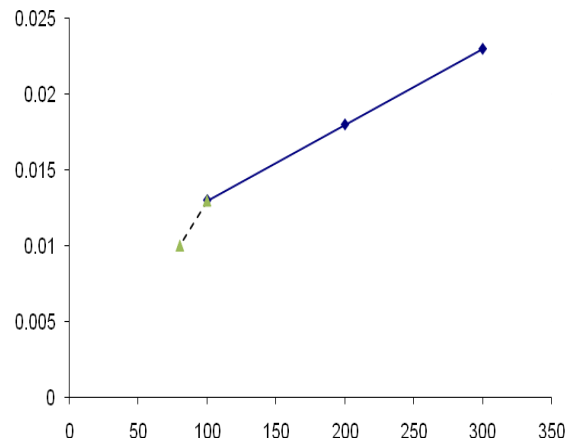
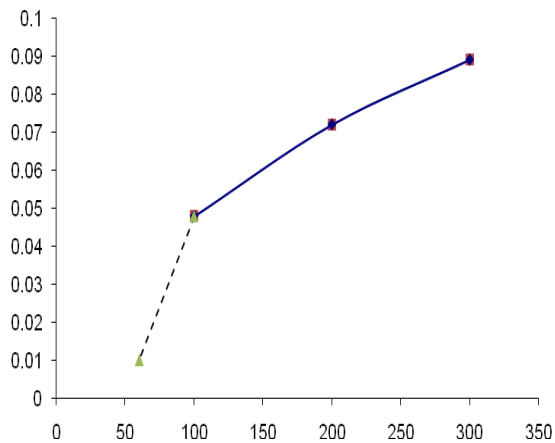
- вологість замочених ґрунтів $W_{sat} = \frac{0,8 \cdot 0,82 \cdot 1,0}{2,68} = 0,245;$

- вага питома замоченого ґрунту $\gamma_{sat} = \frac{1,57}{1+0,068} (1 + 0,247) \cdot 10 = 18,4$

$\text{кН/м}^3.$

Таблиця 2.9 - Визначення типів ґрунтових умов за просіданням

№ ІґЕ	Назви ґрунтів	Товщини ІґЕ, м	Вага замоченого ґрунта γ_{sat} , кН/м ³	Товщини розрахункових шарів h_i , м	$\sigma_{zg,sat}$, кПа	$\sigma_{zg,sat,i}$, кПа	$\varepsilon_{sl,i}$	$S_{sl,i}$, м
ІґЕ - 2	Суглинок твердий, що просідає	4,7	17,7	2,0	35,6	17,7	$\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$	0,000
				2,0	71,2	53,3		0,000
				0,8	85,4	78,2	0,037	0,030
ІґЕ - 3	Суглинок твердий, що просідає	5,2	18,2	2,0	122,7	104,6	0,0135	0,027
				2,0	158,8	140,7	0,015	0,030
				1,1	178,7	168,7	0,017	0,018
Σ								0,107



Просідання всієї товщі $S_{sl} = 0,107\text{м} = 10,7\text{см} > 5\text{см}$. Тож, ґрунтові умови відносяться до другого типу за просіданням.

Висновок про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика і рекомендації

Для будівництва заводу знайдено вільний від забудови майданчик квадратної форми в плані розмірами $b = 400\text{м}$, $l = 400\text{м}$. Спокійчний рельєф місцевості. На майданчику пробурені 3 свердловини глибиною 16 м кожна. Бурінням свердловини та аналізом отриманих результатів лабораторних дослідження зразків ґрунту встановлено, що геологічна будова землі має такий вигляд:

ІГЕ-1 – ґрунтовий і рослинний, товщиною 0,5 м;

ІГЕ-2 – суглинок твердий, товщиною 4,0-4,9 м;

ІГЕ-3 – суглинок твердий, товщиною 4,9-5,2 м;

ІГЕ-4 – суглинок напівтвердий, товщиною 2,1-3,3 м;

ІГЕ-5 – пісок гравійний, середньої щільності, насичений водою, товщиною 2,4-3,3 м.

Фундамент мілкового закладення влаштовувати в ІГЕ-2. При влаштуванні фундаментів мілкового закладення врахувати рівень ґрунтових вод. Пальові фундаменти можна занурювати починаючи із ІГЕ-2 улюбий із ІГЕ.

Навантаження на фундамент

В результаті статичних розрахунків рами в осях А-Д (розділ 2, п. 2.4) були знайдені навантаження на фундамент від найневигіднішої комбінації зусиль (таблиця 2.9)

$$\begin{aligned}M_I &= 187,8 \text{ кНм}, & M_{II} &= 129,9 \text{ кНм}, \\N_I &= 946,5 \text{ кН}, & N_{II} &= 835,9 \text{ кН}, \\Q_I &= 34,2 \text{ кН}, & Q_{II} &= 24,7 \text{ кН}.\end{aligned}$$

Визначення глибини промерзання ґрунту

Нормативна глибина промерзання ґрунту в м. Запоріжжя відноситься до регіону, де становить

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,22 \cdot \sqrt{2,9 + 5,5 + 4,5} = 0,820 \text{ м.}$$

Розрахунок глибини промерзання ґрунтів знайдемо за формулою:

$$d_f = K_h \cdot d_{fn},$$

де d_{fn} – це нормативна глибина промерзання ґрунтів;

K_h – коефіцієнт, який враховує впливи теплового режиму споруди, і для неопалювальних споруд $K_h = 1,2$.

Отже, розрахункова глибина промерзання ґрунту становить:

$$d_f = 0,818 \times 1,2 = 0,897 \text{ м.}$$

Величина d_f буде враховувати під час визначення глибин закладення фундаменту.

Визначення глибини залягання фундаменту

Враховуючи конструктивну схему цеху і особливості замонолічування колон у стакан фундаменту, приймемо глибину закладення фундаментів $d=1,5$ м: 0,5 м висота плити фундаменту і 1,0 м висота стакана фундаменту.

Отже, основою фундаментів мілкого закладання буде суглинок твердий просідаючий (ІГЕ-2).

Визначення розмірів основи фундаментів під колону по осі А

Приймаємо прямокутний у плані фундамент із розмірами основи $b \times l = 1,8 \times 2,4$ м ($A = 4,35$ м², $W = 1,75$ м³).

Розрахунковий опір ґрунту під основою фундаменту

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1,0}{1} [0,51 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 19,3 + 3,06 \cdot 1,5 \cdot 15,1 + 5,65 \cdot 28] = 333,5 \text{ (кПа)}.$$

Перевірка виконання умов:

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{835,5}{4,32} + 20 \cdot 1,5 = 226,3 \text{ кПа} \leq R = 333,5 \text{ кПа}; \\ p_{max,x} &= \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M_{II,y} + Q_{II,x}h}{W_y} = \frac{835,5}{4,32} + 20 \cdot 1,5 + \frac{129,8 + 24,8 \cdot 1,5}{1,73} = 325,7 \text{ кПа} \leq \\ &\leq 1,2R = 1,2 \cdot 333,4 = 400,1 \text{ кПа}; \\ p_{min,x} &= \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d - \frac{M_{II,y} + Q_{II,x}h}{W_y} = \frac{835,5}{4,32} + 20 \cdot 1,5 - \frac{129,8 + 24,8 \cdot 1,5}{1,73} = 127,5 \text{ кПа} \geq 0 \end{aligned} \right\}$$

Умови виконуються

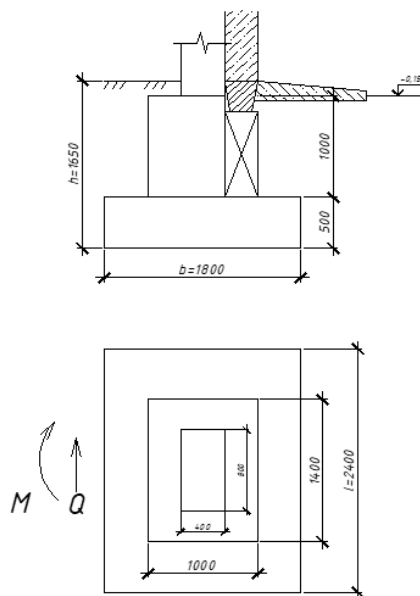


Рисунок 2.6 - Фундамент під колону по осі А

Проектування основ ущільнених ґрунтовими палями

У проекті ущільнення ґрунтонабивними палями мають вказуватись:

- розміри ущільненого майданчика із прив'язкою до плану самого фундаменту;
- план розташування цих паль та їх діаметр;
- глибина ущільнення і необхідна щільність ґрунту;
- метод виконання свердловини та ущільнення ґрунту;
- вид та кількість ґрунту яка необхідна для заповнення свердловин;
- метод доущільнення чи глибина зрізу буферного шару.

Через ущільнення масиву ґрунту ґрунтонабивними палями верхню частину названо „буферним шаром”, і розпушується, і цей шар зрізають або доущільнюють.

Визначимо головні параметри ущільнення ґрунтовими палями підосви цеху, якщо ширина основи фундаменту 1,8 м, глибина для закладення фундаменту $d=1,5$ м. Цех будується на ділянці, де суглинок твердий просідаючий, а ґрунтові умови 2 типу за просіданням (див. Таблиця 2.9).

Таблиця 2.9 – Ґрунтові умови

№ шару	Типи ґрунту	Товщина шарів, м	ρ_s г/см ³	ρ г/см ³	W %	$\rho_d=\rho/(1+W)$ г/см ³
1	Суглинок	3,52	2,7	1,51	8,3	1,38
2	Суглинок	5,2	2,67	1,57	6,9	1,46

1. Визначимо відстань l між серединами ґрунтових паль діаметром $d=0,5$ м, які ущільнять суглинок до щільності сухого ґрунту $\rho_{ds}=1,62$ г/см³

$$l_1 = 0,95d \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{\rho_{ds} - \rho_d}} = 0,95 \cdot 0,5 \sqrt{\frac{1,67}{1,65 - 1,38}} = 1,1 \text{ м.}$$

Відстань між серединами ґрунтових паль діаметром $d=0,5$, які ущільнюються до $\rho_{ds}=1,70$ г/см³.

$$l_2 = 0,95d \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{\rho_{ds} - \rho_d}} = 0,95 \cdot 0,5 \sqrt{\frac{1,70}{1,70 - 1,46}} = 1,43 \text{ м.}$$

Прийmemo відстань l між серединами ґрунтових паль $l=1,1$ м, а віддаль між рядами розташовемо в шаховому порядку паль

$$l' = l \cdot \sqrt{3/4} = 1,1 \cdot 0,866 = 0,95.$$

2. Визначимо ширину смуги ущільнення b' по всьому периметру фундаменту, яка має дорівнювати в ґрунтових умовах 2 типу за просіданням 0,25 товщини просідаючої товщі

$$b^1 = 0,2H_s = 0,2 \cdot (3,53 + 5,1) = 1,75 \text{ м.}$$

Загальна ширина смуги ущільнення $b_s = G + 2b = 1,8 + 2 \cdot 1,75 = 5,25$ м. Вона накладається на смужки ущільнення інших фундаментів, і тому в розглянутих ґрунтових умовах ми передбачаємо суцільне ущільнення під усією будівлею. Якщо зовнішній контур фундаменту має розміри $68,8 \times 51,5$ м, то розміри ущільненої площі будуть:

$$b_s = 51,5 + 2b = 51,5 + 2 \cdot 1,75 = 54,8 \text{ м.}$$

$$l_s = 68,8 + 2b = 68,8 + 2 \cdot 1,75 = 72,2 \text{ м.}$$

3. Визначимо кількість рядів ґрунтових паль n_p , кількість паль у ряду – n_n і сумарну кількість паль n .

$$n_p = \frac{b_s}{l'_s} + 1 = \frac{55,9}{0,96} + 1 = 58,8 = 59 \text{ рядів,}$$

$$n_n = \frac{l_s}{l} + 1 = \frac{72,3}{1,1} + 1 = 66,9 = 68 \text{ паль,}$$

$$n = n_p \times n_n = 59 \times 68 = 3954 \text{ палі.}$$

4. Визначаємо масу ґрунту m оптимальної вологості для заповнення вже пробитих свердловин

- для заповнення 1 м свердловин (палі)

$$m = k_g A \rho_{ds} (1 + W_{onm}) = 1,1 \times 0,197 \times 1,76 (1 + 0,19) = 0,455 \text{ т, де}$$

k_g – коефіцієнт зумовлений збільшенням діаметра ґрунтової палі при ущільненні засипаного матеріалу. Для суглинків – 1,2.

A – площа поперечного перерізу свердловини при $d_n=0,6$ м стас

$$A = \frac{\pi d_n^2}{4} = \frac{3.15 \times 0.5^2}{5} 0,198 \text{ м}^2;$$

ρ_{ds} – щільність сухого ґрунту, ущільненого в свердловині, приймається
 $\rho_{ds}=1,762/\text{см}^3$;

W_{opt} – оптимальна вологість засипаного ґрунту $W_{opt}=0,19$.

Для заповнення однієї ґрунтової палі довжиною $h'_s = H_s - 1 = 8,66 - 1 = 7,8$ м., потрібен ґрунт масою

$$m = m_1 \cdot h'_s = 0,455 \times 7,8 = 3,43 \text{ м}^3..$$

Для ущільнення основи будинку $M = m \cdot n = 3,43 \cdot 3954 = 13530 \text{ м}^3$.

5. Вирішили викопати котлован під фундамент на глибині $h_k = 1,26$ м, не добираючи проектної відмітки закладання фундаменту, на величині Δh , що дорівнює величині зменшення поверхні ґрунту при доущільненні важкими трамбівками залишеної частини h_s буферних шарів.

$$\Delta h = 1.2 \cdot h_s^1 \cdot \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_{ds}}\right) = 1,2 \cdot 1,24 \cdot \left(1 - \frac{1,48}{1,66}\right) = 0,26\text{м},$$

де, $h_s^1 = h_b - h_k = 2,6 - 1,26 = 1,26$ м.

Ущільнення важкими трамбівками:

Визначаємо необхідний діаметр $d_{тр}$ та масу $m_{тр}$ трамбівки.

$$d_{тр}=h_s^1/k = 1,26/1,9 = 0,68\text{м}.$$

де $h_s = 1,26$ м. – товщина ущільненого шару.

k - коефіцієнт,що приймається для суглинків $k = 1.9$

$$m_{тр} = \frac{P \cdot A}{g} = \frac{20 \cdot 0,375}{9,81} = 0,77\text{т}.$$

де, P - статичний тиск трамбівки на ґрунт $P = 20$ кПа.

A - площа основи трамбівки $A = \pi d^2 / 4 = 3.15 \cdot 0.59^2 / 5 = 0.375\text{м}^2$.

Визначимо відстань поміж осями крайніх рядів ґрунтових палей та крайніх палей в рядах:

- відстань між осями крайніх рядів ґрунтових палей рівна

$$(n_p - 1) \cdot l' = (58 - 1) \cdot 0,96 = 56,1 \text{ м};$$

- відстань поміж осями крайніх ґрунтових паль в ряді

$$(n_{\text{паль}} - 1) \cdot l = (68 - 1) \cdot 1,1 = 73,6 \text{ м.}$$

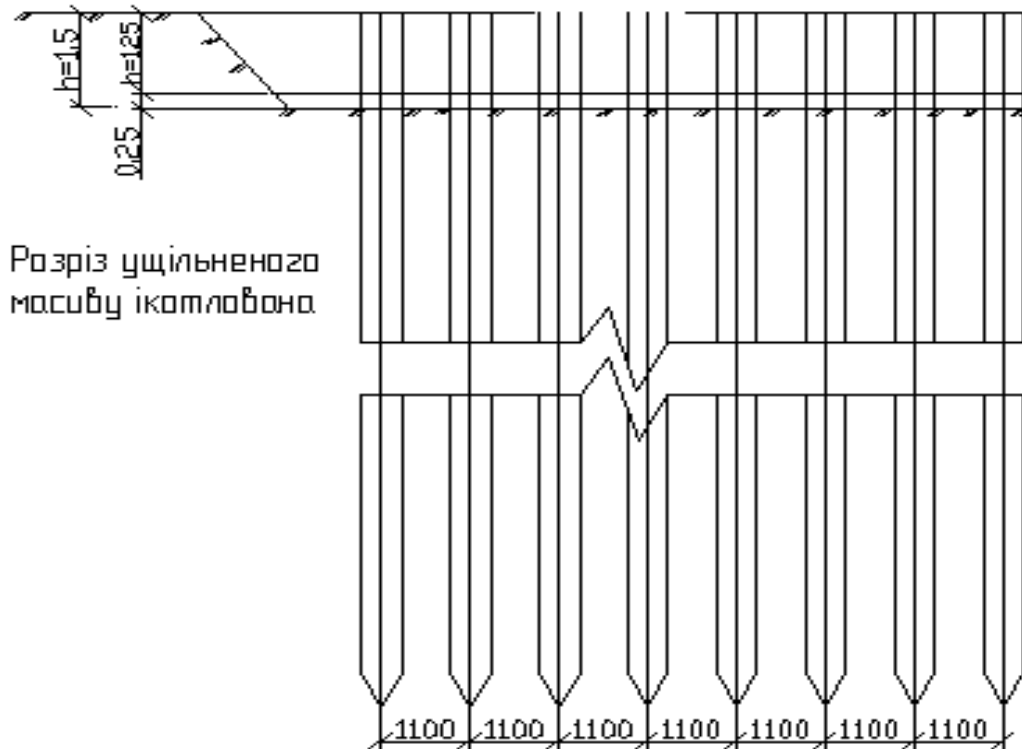
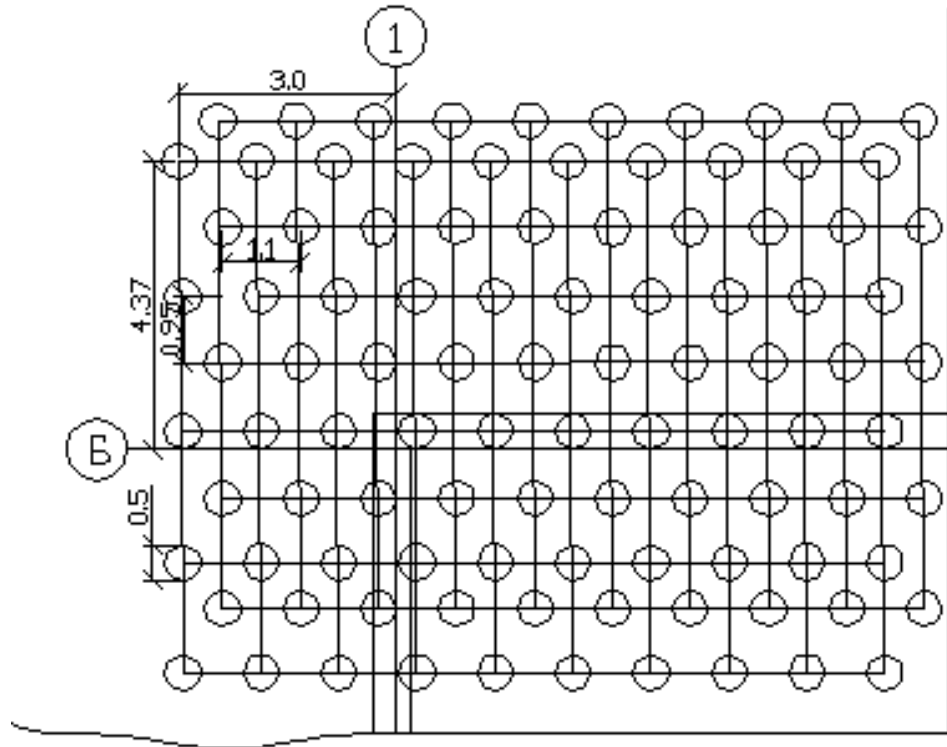


Рисунок 2.7 - Схема розміщення ґрунтових паль в витрамбованому котловані.

Розділ 3

Технологія та організація будівництва

3.1. Визначення номенклатури та об'ємів робіт

Зведена номенклатура комплексів будівельно-монтажних робіт для об'єкта встановлюється виходячи з прийнятої спеціалізації будівельно-монтажних організацій, які беруть участь у зведенні будівлі. Склад робочих комплексів при будівництві даного об'єкта був прийнятий наступним чином:

- підготувальні роботи;
- земляні роботи;
- влаштування палевих фундаментів;
- монтаж конструкцій по надземній частині будівлі;
- облаштування даху;
- ремонтні роботи (внутрішні й зовнішні);
- внутрішні спеціальні роботи (сантехнічні та електромонтажні та ін.).

Обґрунтування, склад і послідовність підготовчих робіт (підготовчий період) приймаються за місцевими умовами та нормами тривалості будівництва ДБН.

Детально за операціями визначають трудомісткість, машиноємність, склад ланок для робіт, на які розробляють технологічні карти. Цим же роботам відводиться одна позиція в загальному розрахунку витрат на оплату праці і заробітної плати за роботи.

Технологічні калькуляції складаються на основі даних про витрати праці та заробітну плату і є основою для побудови графіків виробництва робіт. Для нескладних процесів графіки виробництва робіт ми будуємо безпосередньо за даними калькуляції.

У калькуляції визначаються всі витрати на оплату праці, машин і заробітну плату робітників для виконання робіт по кожному процесу, а також по усьому комплексу робіт по зведенню будівлі.

Всі показники враховуються не тільки для основних процесів, а й для допоміжних процесів і операцій. Показники для кожного процесу наведені в

таблиці. 3.1., а величини трудомісткості та заробітної плати розраховуються для всього об'єкта.

При розробці калькуляції робота записується в технологічному порядку з урахуванням рубрики ДБН (ЕНиР).

Таблиця 3.1 - Підрахунок обсягів та трудомісткості робіт

№ з/п	Назви по роботах	Обсяги робіт		Норми часу на одиницю люд.год маш.год	Витрати праці на увесь обсяг робіт люд.дні маш.зміни
		Одиниця виміру	Кількість одиниць		
1	Розробка ґрунтів бульдозером	1000 м ³	30,75	= 43,16	= 165,78
2	Планування площі бульдозером	1000 м ²	102,47	= 1,55	= 19,85
3	Розроблення ґрунтів із навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими типу зворотня лопата	1000 м ³	0,312	<u>18,76</u> 133,01	<u>0,72</u> 5,24
4	Розробка ґрунтів у відвал екскаваторами "драглайн" і "зворотня лопата"	1000 м ³	0,193	<u>16,26</u> 99,72	<u>0,45</u> 2,45
5	Розробка ґрунтів вручну в траншеях	100 м ³	0,526	<u>550,80</u> -	<u>35,88</u> -
6	Засипка траншей і котлованів бульдозером	1000 м ³	0,121	= 30,32	= 0,45
7	Влаштування бетонної підготовки 100 мм	100 м ³	1,25	<u>391,50</u> 49,73	<u>58,75</u> 7,52
8	Улаштування залізобетонних фундаментів	100 м ³	3,5	<u>971,50</u> 247,64	<u>425,05</u> 108,38
9	Вкладання фундаментних балок довжина 6 м	100 шт	0,32	<u>1087,50</u> 211,76	<u>40,75</u> 7,92
10	Вкладання фундаментних балок з довжиною понад 6 м	100 шт	0,18	<u>1566,00</u> 556,88	<u>31,36</u> 11,17
11	Горизонтальна гідроізоляція стін і фундаментів	100 м ²	0,732	<u>63,52</u> 8,62	<u>5,82</u> 0,75
12	Бічна гідроізоляція стін фундаментів	100 м ²	14,68	<u>67,00</u> 2,95	<u>122,65</u> 5,42

13	Встановлення колон у стакани фундаментів	100 шт	0,75	<u>2589,70</u> 864,89	<u>233,05</u> 77,85
14	Установлення з/б балок прольотом до 12 м	100 шт	0,087	<u>2192,40</u> 890,34	<u>24,65</u> 10,05
15	Установлення балок і ферм прольотом до 18 м	100 шт	0,17	<u>3596,00</u> 1694,54	<u>80,95</u> 38,12
16	Вкладання з/б плит покриття з довжиною до 12 м	100 шт	1,45	<u>1331,10</u> 627,80	<u>79,85</u> 37,68
17	Вкладання з/б балок підкранових	100 шт	0,17	<u>3770,00</u> 1824,97	<u>75,42</u> 36,56
18	Встановлення сендвіч-панелей	100 шт	2,83	<u>1632,70</u> 633,38	<u>583,65</u> 226,45
19	Мурування внутрішніх стін з газоблоків	М ³	56	<u>13,40</u> 2,20	<u>97,12</u> 15,98
20	Монтаж віконних металопластикових блоків	т	25	<u>256,96</u> 35,93	<u>770,85</u> 107,75
21	Монтаж каркасів металопластикових воріт	т	8,58	<u>132,48</u> 57,78	<u>141,56</u> 61,76
22	Улаштування покрівель з сендвіч-панелей	100 м ²	32,95	<u>60,20</u> 4,67	<u>247,82</u> 19,25
23	Улаштування вирівнюючої стяжки цементно-Піщаної з товщиною 40 мм	100 м ²	32,95	<u>76,78</u> 12,78	<u>316,08</u> 52,65
24	Установлення дверних металопластикових блоків	100 м ²	0,25	<u>284,08</u> 71,41	<u>71,39</u> 1,75
25	Улаштування ущільнених підстиляючих щебених шарів	м ³	558	<u>10,24</u> 2,98	<u>712,95</u> 207,46
26	Улаштування підстиляючих бетонних шарів	м ³	235	<u>11,56</u> -	<u>287</u> -
27	Улаштування бетонного покриття товщиною 30 мм	100 м ²	32,85	<u>114,08</u> 12,94	<u>468,13</u> 53,15
28	Фарбування всередині цеху	100 м ²	16,8	<u>18,80</u> 0,13	<u>39,05</u> 0,28

3.2. Підбір стрілового крана

Перевіримо кран КС-162 для монтажу елементів покриття.

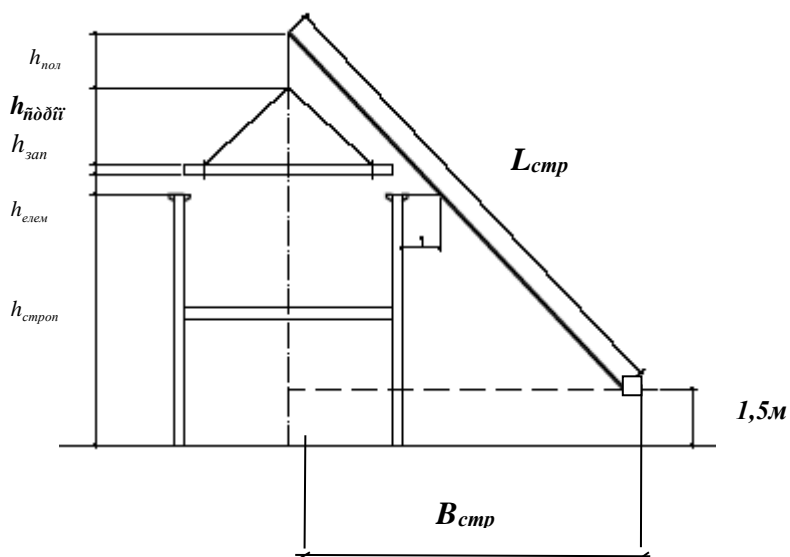


Рис. 3.2. Схема для визначення монтажних характеристик автомобільного стрілового крана К-162

Таблиця 3.2 - Порівняння монтажних характеристик крана

№ п.п.	Назви	Розр значення	Факт значення
1	Довжина стріли	13,65м	16м
2	Мінімальний виліт стріли	9,85м	3,8м
3	Максимальний виліт стріли		14м
4	Вантажопідйомність при мінімальному вильоті стріли	0,14т	15т
5	Вантажопідйомність при максимальному вильоті стріли	0,14т	3,3т

Отже, самохідний автомобільний стріловий кран К-162 задовольняє усі розрахункові монтажні характеристики.

3.3. Складання сіткового графіка виконання основних робіт

Розрахунок СГ сіткового графіка

Виходячи з обсягу робочої потужності та обраної технології роботи, складається сітковий графік.

Складається таблиця (картка — ідентифікатор робіт і ресурсів), вихідними даними для якої є витрати праці, машинного часу, нормативні терміни будівництва згідно з ДБН.

У картці ідентифікатора необхідно заповнити всі графи, крім 1 і 2, які заповнюються після розрахунку параметрів сіткового графіка та його оптимального варіанту.

Для визначення тривалості робіт слід керуватися попередньо визначеною працездатністю та розрахунковим складом бригад або складом спеціалізованих підрозділів, рекомендованим Держбудом.

Графік сітки складається з безмасштабного початку (блок-схеми) у тій самій послідовності потоків, у якій будується сам об'єкт.

Розрахунок сіткових графіків зазвичай виконується на комп'ютері, а також може виконуватися у вигляді таблиці або безпосередньо на графіку.

Для розрахунку параметрів за цим методом кожна подія сіткового графіка розбивається на чотири сектори (рис. 3.3).

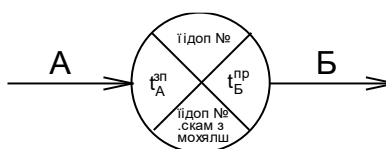


Рисунок 3.3 – Подія на СГ

Розрахунок вели зліва на право від вихідної події для знаходження ранніх початків робіт, які ми заносимо у лівий сектор події. Термін раннього початку вихідних робіт буде дорівнювати нулю, а тому у вихідній події у лівому секторі ми проставляємо нуль, ну а в нижньому – також нуль, оскільки у вихідній події нема попередніх подій.

Вже після розрахунку ранніх початків та пізніх закінчень робіт визначаємо загальні та часткові резерви часу.

Резерви часу роботи записуються безпосередньо на графіку під стрілкою — робота в прямокутниках: у лівому прямокутнику — загальний резерв часу, у правому — частковий резерв часу.

У відповідальних роботах загальний і частковий резерви часу дорівнюють нулю.

Прив'язка сіткового графіка до календарних дат здійснюється після раннього початку роботи і фіксується на виносній стрілці від події.

Остаточний варіант безмасштабного сіткового графіка повинен бути побудований у часовому масштабі та прив'язаний до календарних умов.

Рекомендується будувати сітковий графік в масштабі часу з раннім початком роботи в такому порядку:

- накреслюється горизонтальна масштабна лінійка (вісь часу), на якій зазначаються календарні або робочі дні відповідних місяців і року;

- всі роботи відображаються на шкалі часу, в якій початкова подія кожної роботи повинна розташовуватися за значенням її раннього старту, а величина проекції роботи на часову вісь (ранній старт) повинна бути рівною до суми його тривалості та часткового резерву.

Потім складаємо сітковий графік на основі інформації про обсяги робіт на картці - ідентифікатора робіт і ресурсів (див. табл. 3.2).

$$K_{нер} = \frac{N_{max} - N_{сер}}{104}$$

Таблиця 3.2 - ТЕП

№	Показники	Один.	Величина
---	-----------	-------	----------

п/п		вимір	
1	Сумарна трудомісткість будівництва	люд.дн	106135,5
2	Сумарна тривалість будівництва	роб.дн	395
3	Максимальна кількість працівників	чол.	235
4	Середня кількість працівників	чол.	107
5	Коеф-т нерівномірності руху труд. ресурсів	-	2,1

3.4. БУДГЕНПЛАН

Склад і розміщення будівельної індустрії на будівельному майданчику пов'язане з використанням доріг, мереж водопостачання, електропостачання, а також проектуванням тимчасових споруд, споруджених у підготовчий період.

Відомість розрахунку складів

Таблиця 3.6.2.

№ п/п	Матеріал	Од	Кількість матеріалів	Розрахунковий період	Найбільші добові витрати	запас на складі в дн	Прийнятний запас на складі	Норма на 1м ² площі	Корисна площа складу м ²	Коеф. використання площі складу	Розрахункова площа складів, м ²	Тип складу	Тип конструкції контейнерний
1	Щебінь	м ³	32,98	4	11,77	10	117,7	1,5	78,47	0,6	130,5	Відкритий	-
2	Грунтовка	кг	1047	62	24,18	12	290,16	50	5,8	0,6	9,65	Закритий	3/р
3	Бітум	т	4,7	70	0,09	10	0,9	1,5	0,6	0,6	1,2	Під навіс	3/р
4	Цегла	1000шт	6,45	4	2,32	10	23,2	0,7	33,14	0,6	55,27	Відкритий	-
5	Пісок	м ³	536,3	46	16,69	10	166,8	2,0	83,45	0,6	139,08	Відкритий	-
6	Лінолеум	м ²	1233,5	16	110,27	12	1323,3	200	6,62	0,6	11,05	Закритий	3/р

7	Скло	м ²	2534,8	21	172,5 8	12	2070,9	100	20,71	0,6	34,55	Закритий	3/р
8	Замазка захисна	кг	4734,4	21	322,4 1	12	3988,9	70	56,98	0,6	94,95	Закритий	3/р
9	Вапно	т	0,315	28	0,02	12	0,24	0,7	0,34	0,6	0,53	Закритий	3/р
10	Плитка керамічна	м ²	2605,4	60	62,02	12	744,24	80	9,3	0,6	15,3	Закритий	3/р
11	Швелери N40	т	0,15	30	0,48	12	5,76	0,5	11,52	0,6	19,8	Під навіс.	3/р
12	Збірні з/б к-ції	шт	1545	66	33,43	10	334,3	0,5	668,6	0,6	1115	Відкритий	-
13	Стальні к-ції	т	121,53	78	2,23	12	26,76	0,5	53,52	0,6	89,5	Під навіс.	3/р
14	Арматура	т	28,35	28	1,45	12	17,4	1,3	13,38	0,6	22,5	Під навіс.	3/р
15	Рулонні матеріали	м ²	79458	42	2706, 4	12	32476,8	200	162,4	0,6	275	Закритий	3/р
16	Щити	м ²	206,5	32	9,21	12	110,52	30	3,68	0,6	6,15	Відкритий	-
17	Дошки	м ³	9,83	72	0,18	12	2,16	1,3	1,62	0,6	2,8	Під навіс	3/р
18	Руберойд	м ²	20145	114	252,7 4	12	3032,9	200	15,16	0,6	25,25	Закритий	3/р
19	Електроди	т	1,75	120	0,02	12	0,24	0,5	0,45	0,6	0,8	Закритий	3/р
20	Блоки дверні	м ²	23	21	1,5	12	18	44	0,41	0,6	0,65	Закритий	3/р
21	Пароізоляційні плити	м ²	17795	42	605,9 9	12	7271,9	200	36,36	0,6	60,5	Під навіс	3/р
22	Клей малярний	кг	47,15	62	1,09	12	13,08	0,7	18,69	0,6	31,12	Закритий	3/р
23	Шпаклівка	кг	10485	62	241,7 9	12	2901,5	100	29,02	0,6	48,35	Закритий	3/р
24	Фарби	кг	1574	62	36,27	12	435,24	3,5	124,3 5	0,6	208	Закритий	3/р

Відкриті - 1435м², Закриті - 743м², Під навісом - 192м².

Розрахунок тимчасових будиночків

Таблиця 3.6 - Розрахункова кількість працюючих

Кількість робочих в максимально- завантажену зміну, <i>R</i>	Робітники неголовного виробництва, <i>R₁</i>	ІТР, <i>R₂</i>	Службовці, <i>R₃</i>	МОП й охорона, <i>R₄</i>	Прийнята кількість робітників, <i>R_{роз}</i>
<i>230/2 = 112</i>	<i>12</i>	<i>16</i>	<i>2</i>	<i>16</i>	<i>150</i>

Таблиця 3.6 - Розрахунок тимчасових будиночків і споруд

№ п/п	Тимчасові будинки	R _{роз}	Норми на одного прац	Розрах площа	Тип будинку і шифр типового проекту	Прийнята площа,
1	Виконробська	4	4	16	контейнерні	16,5
2	Контора майстрів	9	4	36	збірно-розбірні	37,5
3	- табельні	2	4	8	збірно-розбірні	12
4	- прохідна	2	8	16	збірно-розбірні	18
5	- диспетчерська	3	7	21	пересувні	24,5
6	Гардеробна		0,6		пересувні	
7	Вбиральня				пересувні	
8	Душові				пересувні	
9	Обігрів	50	1	60	контейнерні	82
10	Вмивання	50		12	збірно-розбірні	19
11	Їдальня	50	1	60	збірно-розбірні	80
12	Сушка	50	0,25	15	пересувні	21,5

Розділ 4

Економіка будівництва

4.1. Вступ по економічній частини проекту

Велика різноманітність конструктивних вирішень при виборі альтернативних варіантів розробки проекту ставить перед інженером-будівельником комплекс досить складних завдань. Серед критеріїв оцінки оптимальності варіантів розробки конструкції висуваються економічні критерії. В нових економічних умовах господарювання піднімається відповідальність за економічні результати діяльності, що висуває вимогу до економічної обґрунтованості будь-якого рішення на якісно новий рівень.

Для визначення економічної ефективності впровадження проектних рішень на об'єктах будівництва використовуються основні та додаткові показники, за якими можна визначити, чи є цей захід економічно ефективним. Пріоритетними показниками, що характеризують економічну ефективність, є кошторисна вартість об'єкта будівництва, термін виконання будівельно-монтажних робіт, витрата всіх видів ресурсів у натуральному вираженні. Економічна ефективність характеризує співвідношення отриманого ефекту з витратами на його реалізацію і є різновидом ціни або плати за досягнення заданого результату.

Кошторис складався на цех машинобудівного заводу м. Вінниця.

У локальному кошторисі на будівельні роботи за їх натуральними обсягами та розцінками за одиницю спочатку розраховуємо прямі витрати, потім суму прямих витрат і обчислюємо загальновиробничі витрати у відсотках, а потім розраховуємо планові накопичення на суму прямих загальновиробничих витрат.

Розмір витрат, пов'язаних із закупівлею матеріалів, виробів за договірними цінами, оплатою договірних товарів, транспортних послуг та інших витрат, не врахованих кошторисними нормами, у тому числі інвестиційної кон'юнктури ринку, будівельних ризиків, буде визначено за час їх надходження на будівництво. На підставі переліку та структури робіт, які необхідно виконати на планованому об'єкті, складено локальний кошторис на загальнобудівельні роботи. Орієнтовна вартість загальнобудівельних робіт з будівництва цеху склала понад 57 млн грн.

4.2. Локальний кошторис по загально-будівельних роботах

Локальний кошторис ми склали на загально-будівельні роботи за допомогою автоматизованого комплексу АВК-5, редакції 3.8.2. і подано в Додатку 1

Розділ 5

Охорона праці

Розділ Охорона праці в додатку 2

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.1-10-2009. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – К.: Мінбуд України, 2009. – 78 с.
2. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація.
3. ДБН В.2.5-75:2013 Каналізація. Основні положення проектування.
4. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування.
5. ДБН В.2.5-64-2012. Державні будівельні норми України. Внутрішній водопровід та каналізація. Частина I. Проектування. Частина II. Будівництво.
6. ДБН А.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва.
7. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві.
8. ДБН В.1.1-25-2009. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення і затоплення.
9. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 72 с.
10. ДБН В.2.6-161:2010. Конструкції будівель та споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення.
11. ДБН В.2.6-163:2010. Конструкції будівель та споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу.
12. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. (ISO 6935-2:1991, NEQ). – К.: Держспоживстандарт України, 2020, – 19 с.
13. ДСТУ Б Д.2.2-1-36:2012 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи(ПК АВК) – К.: Мінбуд України, 2013.
14. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 "Визначення тривалості будівництва об'єктів". Національний стандарт. Набув чинності 1 січня 2014 р.

- 15.ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будівель і споруд. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2018. 64 с.
- 16.ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 123 с.
- 17.БН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Київ: Мінрегіон України, 2018. 36 с.
- 18.ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016. 47 с.
- 19.ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва. – К.: Мінрегіон України, 2013.
- 20.ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об'єктів. Київ: Мінрегіон України, 2014. 30 с.
- 21.Випускна кваліфікаційна робота бакалавра: методичні вказівки до виконання випускної кваліфікаційної роботи для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 Архітектура та будівництво спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія (спеціалізація «Промислове та цивільне будівництво») денної та заочної форм навчання / уклад. О.А. Ужегова, С.В. Ротко. Луцьк: Луцький НТУ, 2020. 104 с.

