



**Івано-Франківський національний технічний університет нафти і газу**

Інститут архітектури, будівництва "ІФНТУНГ-ДонНАБА"

Кафедра будівництва

Спеціальність 192 - "Будівництво та цивільна інженерія"

Освітньо-професійна програма будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

/ Андрусак А.В. /

« » 20 р.

## **ЗАВДАННЯ НА МАГІСТЕРСЬКУ РОБОТУ**

Студенту Гуцьку Олегу Андрійовичу

1. Тема роботи: Двоповерховий адмінбудинок загальною площею 1008 кв.м. з економічним аналізом енергоефективності вікон у м. Добротвір Львівської області

затверджена наказом ректора університету від «17» листопада 2025 р. №724/7

2. Термін здачі студентом закінченої роботи «22» грудня 2025р.

3. Вихідні дані до роботи місце будівництва: м.Добротвір Львівська область, розміри будівлі в плані 12,0x42,0 м.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що належить розробити) не більше 50-70 сторінок вступ, архітектурно-будівельний розділ, розрахунково-конструктивний розділ, технологічно-організаційний розділ, економіка будівництва, охорона праці, висновки, бібліографічний список

5. Перелік графічного матеріалу 7-9 листів А3 генплан, фасади, розрізи, будгенплан, технологічна карта, календарний або сітковий графік робіт на об'єкті.

6. Консультанти з роботи (за необхідністю)

Розділ	Консультант	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	Артим В.І.		
Економіка будівництва	Фабрика Ю.М.		

# КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Номер і назва етапів магістерської роботи	Термін виконання етапів	Примітка
Вступ, огляд місцевості будівництва	вересень 2025	виконано
1.Архітектурно-будівельний розділ	вересень 2025	виконано
2. Розрахунково-конструктивний розділ	жовтень 2025	виконано
3.Технологічно-організаційний розділ	жовтень 2025	виконано
4. Наукова робота	листопад 2025	виконано
5. Економіка будівництва	листопад 2025	виконано
6.Охорона праці	листопад 2025	виконано
7. Висновки,зміст	грудень 2025	виконано
8. Бібліографічний список	грудень 2025	виконано

Студент

\_\_\_\_\_

(підпис)

Гуцько О.А.

\_\_\_\_\_

(розшифровка підпису)

Керівник роботи

\_\_\_\_\_

(підпис)

Фабрика Ю.М.

\_\_\_\_\_

(розшифровка підпису)

## РЕФЕРАТ

Магістерська робота: 86 с. текст. част., 11 арк. граф. част, 33 джерел.

Двоповерховий адмінбудинок загальною площею 1008 кв.м. з економічним аналізом енергоефективності вікон у м. Добротвір Львівської області.

**Гуцько Олег Андрійович** – Магістерська робота. Інститут архітектури, будівництва "ІФНТУНГ-ДонНАБА". Кафедра будівництва – Івано-Франківський національний технічний університет нафти і газу – 2025.

Розроблено генеральний план, фасади, плани поверхів, розрізи. Проведено розрахунок основного покриття адміністративного корпусу а також розрахунок і конструювання збірної попередньо напруженої залізобетонної плити з круглими порожнинами і цегляного простінка несучої стіни першого поверху (вісь Б), розроблено технологічну карту на земляні роботи, будівельний генеральний план, та календарний графік будівництва. В науковій роботі проведено аналіз варіантного підбору типу фундаменту.

Ключові слова: попереднє напруження, навантаження, основа, фундамент.

## REFERENCE

Master's thesis: 86 p. text. part, 11 sheets. graphic part, 33 sources.

Two-story administrative building with a total area of 1008 sq.m. with an economic analysis of the energy efficiency of windows in the city of Dobrotvir, Lviv region.

**Gutsko Oleg Andriyovych** – Master's thesis. Institute of Architecture, Construction "IFNTUNG-DonNABA". Department of Construction – Ivano-Frankivsk National Technical University of Oil and Gas – 2025.

A general plan, facades, floor plans, sections have been developed. The calculation of the main covering of the administrative building has been carried out, as well as the calculation and design of a prefabricated prestressed reinforced concrete slab with round cavities and a brick pier of the load-bearing wall of the first floor (axis B), a technological map for earthworks, a construction general plan, and a construction schedule have been developed. The scientific work has analyzed the variant selection of the type of foundation.

Keywords: prestressing, load, base, foundation.

## ВСТУП

Будівництво є однією з ключових та найбільш комплексних галузей народного господарства, оскільки воно поєднує всі складові інвестиційно-будівельного процесу — від фінансування та проєктування до матеріально-технічного забезпечення і організації виробництва. Ефективність розвитку будівельної сфери значною мірою визначає темпи економічного зростання, модернізацію інфраструктури та підвищення якості життя населення.

Виконання магістерської роботи є завершальним етапом професійної підготовки здобувача вищої освіти. Цей етап дозволяє систематизувати та поглибити фахові знання, здобуті під час навчання, а також продемонструвати здатність застосовувати їх для вирішення реальних інженерно-технічних задач. Магістерське дослідження є показником сформованості професійних компетентностей майбутнього інженера-будівельника, його готовності до практичної діяльності та самостійного ухвалення технічно обґрунтованих рішень.

Сучасний розвиток будівельної галузі неможливий без удосконалення матеріально-технічної бази, впровадження інноваційних технологій та підвищення ефективності використання ресурсів. У контексті прискорення науково-технічного прогресу будівництво посідає провідне місце серед галузей, що здатні забезпечити структурну модернізацію економіки. В Україні формується низка науково-технічних і виробничих кластерів, діяльність яких спрямована на підвищення конкурентоспроможності та економічної результативності будівельних процесів. Така робота потребує системності, орієнтації на зменшення витрат, підвищення енергоефективності та впровадження сучасних цифрових рішень у проєктування й організацію будівництва.

Успішне виконання завдань масштабного економічного та соціального розвитку держави значною мірою залежить від ефективності будівельного комплексу. Це потребує мобілізації наявних резервів, переходу до переважно економічних та раціональних методів управління, активізації людського

потенціалу, підвищення безпеки виробничих процесів та прискорення інноваційно-технологічного розвитку галузі.

Технічний прогрес займає визначальне місце в сучасному будівництві. Постійні зміни технологій, оптимізація організаційних процесів, широке впровадження механізованих, автоматизованих та цифрових систем управління виробництвом формують нові вимоги до кваліфікації інженера-будівельника. Саме тому магістерська робота повинна відображати не лише традиційні підходи до проектування, а й сучасні технологічні тенденції, інновації та практичні рішення.

## ЗМІСТ

РЕФЕАТ.....	4
ВСТУП .....	5
1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ .....	9
1.1. Вихідні дані для проєктування.....	9
1.2. Генеральний план.....	10
1.3. Об'ємно-планувальне рішення.....	11
1.4. Архітектурно-конструктивні рішення.....	13
1.5. Внутрішнє та зовнішнє опорядження.....	15
2. РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	16
2.1 Розрахунок основного покриття адміністративного корпусу.....	16
2.2. Розрахунок і конструювання збірної попередньо напруженої залізобетонної плити з круглими порожнинами.....	20
2.3.Розрахунок і конструювання цегляного простінка несучої стіни першого поверху (вісь Б).....	30
2.4. Розрахунок основ та фундаментів.....	31
3.ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ.....	47
3.1 Технологія земляних робіт.....	47
3.2 Визначення трудомісткості будівельних процесів.....	49
3.3.Розрахунок необхідної кількості автосамоскидів.....	53
3.4. Проектування календарного графіка.....	58
3.5.Проектування будгенплану та розрахунок площі складів.....	59
3.6. Визначення потреби в тимчасових адміністративних та санітарно- побутових будівлях.....	59
4. НАУКОВИЙ РОЗДІЛ.....	62

4.1. Вступ.....	62
4.2. Аналіз типів віконних систем та їх теплотехнічних характеристик.....	63
4.3. Розрахунок тепловтрат через віконні конструкції.....	63
4.4. Висновки.....	67
5. ОХОРОНА ПРАЦІ.....	70
5.1. Характеристика проектного об'єкта.....	70
5.2. Зовнішня природна небезпека.....	71
5.3. Зовнішня техногенна безпека.....	72
5.4. Внутрішня небезпека.....	73
5.5. Техніка безпеки на будівельному майданчику.....	76
5.6. Висновок.....	78
6. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА.....	79
6.1. Об'єктний кошторис.....	79
6.2. Зведений кошторисний розрахунок.....	80
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	82
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК.....	84

# 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

## 1.1. Вихідні дані для проєктування

Проєктована будівля призначена для зведення у місті Добровір та являє собою двоповерховий адміністративний об'єкт. Під час розроблення проєктних рішень враховано природно-кліматичні умови району будівництва відповідно до вимог [12].

Для даної місцевості характерні такі кліматичні параметри[12]:

- середньорічна температура повітря: **+6,9°C**;
- абсолютний мінімум температури: **-36°C**;
- абсолютний максимум температури: **+38°C**;
- середня максимальна температура найтеплішого місяця: **+24,2°C**;
- температура найбільш холодної доби: **-25°C**;
- температура найбільш холодної п'ятиденки: **-21°C**;
- середня температура найхолоднішого періоду: **-9°C**;
- розрахункова глибина промерзання ґрунту: **0,8 м**.

Показники середньомісячної відносної вологості повітря становлять[12]:

- у найхолодніший місяць — **82%**;
- у найтепліший місяць — **54%**.

Річна кількість опадів у районі будівництва становить 676 мм.

Проєктування виконується для території зі звичайними інженерно-геологічними умовами. Район характеризується сейсмічністю 6 балів, належить до IV снігової зони та IV вітрової зони [24].

Вихідні дані щодо рози вітрів використовуються відповідно до кліматичних особливостей місцевості та враховуються під час розрахунків навантажень і визначення конструктивних рішень, орієнтації будівлі та організації будівельного майданчика.

## Вихідні дані щодо рози вітрів

Пора року	Повторюваність напрямку вітру, %							
	Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗх	Зх	ПнЗх
зима (січень)	6	4	9	12	13	13	25	11
літо (липень)	9	6	6	7	6	10	28	22

Будівля відноситься до II ступеня довговічності, що відповідає нормативному терміну експлуатації об'єкта за умови своєчасного технічного обслуговування.

За функціональним призначенням об'єкт належить до II класу відповідальності.

Ступінь вогнестійкості будівлі прийнято II, що визначає вимоги до межі вогнестійкості основних конструктивних елементів згідно з чинними нормами.

## 1.2. Генеральний план

Генеральний план об'єкта розроблено на основі актуальної геодезичної зйомки та топографічного обґрунтування території. Природні умови майданчика характеризуються різноманітністю, що зумовлена його розташуванням у межах двох геоструктурних регіонів, поблизу Головного Європейського вододілу. Переважна частина території має рівнинний характер рельєфу, що сприяє організації будівельного процесу та благоустрою.

У складі генерального плану передбачено комплекс заходів із благоустрою території, зокрема: улаштування тротуарного покриття, формування газонів, облаштування спортивного майданчика для гри в хокей та тренувального поля.

Проектом прийнято принцип максимального збереження природного рельєфу із мінімальним втручанням у сформовану ландшафтну структуру.

Орієнтація будівлі обрана з урахуванням забезпечення оптимальних умов природного освітлення, інсоляції та природного провітрювання приміщень, що відповідає чинним будівельним та санітарним нормам.

При проектуванні благоустрою передбачено збереження наявних зелених насаджень, що не зазнають впливу будівельних робіт. Додаткове озеленення запроєктовано у вигляді газонів, декоративних дерев і кущів, що підвищує екологічну та естетичну цінність території.

Проектована будівля обладнується комплексом необхідних інженерних систем, серед яких: системи холодного та гарячого водопостачання, електропостачання, опалення, вентиляції, а також мережі зв'язку. Скидання стічних вод передбачено до закритої міської каналізаційної мережі, відповідно до вимог місцевих норм та правил.

ТЕП генплану:

1. Площа ділянки в межах благоустрою.....	0,6га
2. Площа забудови території.....	634 м <sup>2</sup>
3. Площа мощення тротуарів.....	569 м <sup>2</sup>
4. Площа доріг.....	1119,1 м <sup>2</sup>
5. Площа покриття спортивних майданчиків.....	349 м <sup>2</sup>
6. Площа озеленення.....	423 м <sup>2</sup>
7. Коефіцієнт забудови.....	0,06
8. Коефіцієнт озеленення.....	0,07

### **1.3. Об'ємно-планувальне рішення**

Проектована будівля є двоповерховою та має прямокутну конфігурацію в плані. Габаритні розміри будівлі становлять 12,0 × 42,0 м. Відмітка рівня підлоги

першого поверху прийнята на висоті +0,600 м від планувальної позначки землі.  
Висота будівлі до карниза становить 6,6 м.

Об'ємно-планувальні рішення сформовані таким чином, щоб забезпечити раціональне використання площі, зручність функціонального зонування, належні умови природного освітлення та вентиляції приміщень. Конфігурація будівлі дозволяє ефективно організувати внутрішні комунікації та оптимізувати конструктивні схеми.

Таблиця 1.1

### Експлікація приміщень

Номер приміщення	Найменування	Площа, м <sup>2</sup>	Кат.* приміщення
	Блок N 1	145,62	
1	Сходова клітка	12,57	
2	Коридор (2 приміщення)	29,53	
3	Тамбур	2,60	
4	Медкімната	7,60	
5	Кімната тренерів	7,60	
6	Кімната для інструктора	28,10	
7	Гардероб на 40 вісгільень	22,20	
8	Переддушова	6,30	
9	Душова на 8 кабін	11,90	
10	Санвузол	4,00	
11	Тамбур	2,30	
12	Тепловий пункт	10,92	
	Сауна	46,01	
13	Тамбур	2,30	
14	Гардероб	4,88	
15	Санвузол	2,80	
16	Барна стойка для прохолодж. напоїв	2,83	
17	Кімната відпочинку з мікробасейном	14,43	
18	Душова на 1 кабінку	1,71	
19	Пункт управління електрокам'яною	6,86	
20	Камера сухого жару	10,20	

Номер приміщення	Найменування	Площа, м <sup>2</sup>	Кат.* приміщення
	Блок N 2	195,80	
21	Тамбур (4 приміщення)	11,40	
22	Вестибюль	17,60	
23	Зал буфету на 12 п. м. з роздачею	26,00	
24	Мийне приміщення буфету	6,50	
25	Підсобне приміщення буфету	12,50	
26	Переддушова	6,30	
27	Душова на 8 кабін	11,80	
28	Санвузол	4,00	
29	Гардероб на 40 вісгільень	22,20	
30	Коридор	7,30	
31	Кімната для інструктору	28,10	
32	Медкімната	7,60	
33	Кімната тренерів	7,6	
34	Сходова клітка	19,70	
35	Санвузол	2,53	
36	Кімната прибиральниці	3,85	
37	Прохід на стадіон	111,40	
38	Глядацькі трибуни		

### Перший поверх

На першому поверсі, де висота приміщень становить 3,3 м, розміщено:

- два основні входи з вхідними тамбурами та вестибюлями;
- дві сходові клітки;

- роздягальні спортивних команд по 40 осіб кожна;
- приміщення сауни з окремим виходом на вулицю;
- буфет на 12 посадкових місць.

#### Другий поверх

На другому поверсі з відміткою рівня підлоги +3,600 м і висотою приміщень 3,0 м передбачено:

- тренажерний зал;
- більярдна;
- душові кабінки для чоловіків і жінок;
- кімната для прийому спортивних делегацій;
- бар;
- кімната суддів;
- радіовузол;
- адміністративні кабінети.

### **1.4. Архітектурно-конструктивні рішення.**

#### Фундаменти.

Проектом передбачено улаштування стрічкових фундаментів, що складаються з монолітної залізобетонної подушки та збірних бетонних блоків. Подушка виконується із монолітного бетону завтовшки 300 мм, армованого відповідно до конструктивних вимог.

Згідно з матеріалами інженерно-геологічних вишукувань, у основі фундаментів залягають дрібні піски.

#### Стіни

Адміністративно-побутовий корпус запроєктований із поздовжніми несучими стінами, виконаними з глиняної цегли марки М100 на розчині М75 (розмір цегли 250×120×60 мм).

Зовнішні стіни утеплюються ефективним теплоізоляційним матеріалом — пінополістиролом:

$\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$ ;  $\lambda = 0,04 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$ ;  $\delta = 0,14 \text{ м}$ .

Загальна товщина зовнішніх стін становить 380 мм.

Внутрішні несучі стіни також виконані з глиняної цегли зазначених параметрів та мають товщину 380 мм.

Прив'язка стін до розбивочних осей – 310 мм.

#### Перекриття

У конструкції перекриттів застосовуються збірні залізобетонні багатопустотні плити, що забезпечують необхідну несучу здатність та простоту монтажу.

#### Перегородки

Міжкімнатні та санітарно-технічні перегородки влаштовуються з цегли марки М50 на розчині М25.

У вологих приміщеннях (ванні, душові) перегородки з ГКЛ піднімаються над рівнем підлоги на 2 см з виконанням гідроізоляції нижніх кромek силіконовим герметиком.

#### Покрівля

Покрівля будівлі — двосхила, з улаштуванням горищних приміщень, які використовуються як венткамери.

Навантажувальні елементи покрівельної системи (крокви, прогони, стійки, настил) виконані з деревини.

#### Двері

- Вхідні двері — дерев'яні, облицьовані листовою сталлю.
- Міжкімнатні — дерев'яні.
- Двері на балкони — металопластикові, з подвійним склопакетом.

### Підлоги

Підлоги вибрано відповідно до функціонального призначення приміщень:

- у житлових та адміністративних приміщеннях — традиційні підлогові покриття;
- у санвузлах, душових та сходових клітках — керамічна плитка.

### **1.5. Внутрішнє та зовнішнє опорядження**

Зовнішній шар кладки стін виконується «впідрізку». Фасадні поверхні штукатурять за акриловою системою **“FASAD”**.

Внутрішні стіни та перегородки (за винятком приміщень, передбачених іншими рішеннями) штукатурять вапняно-піщаним розчином з подальшим фарбуванням згідно «Відомості опорядження приміщень».

## 2. РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

### 2.1 Розрахунок основного покриття адміністративного корпусу

Для виконання розрахунку несучих конструкцій покриття спочатку формується таблиця збору постійних та тимчасових навантажень. Одним із ключових етапів є визначення снігового навантаження, яке слід приймати відповідно до нормативів для даного району будівництва.

Визначення снігового навантаження

Граничне розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою[24]:

$$S_m = \gamma_m S_0 C = 1,49 \cdot 1,31 \cdot 1 = 1,31 \text{ кН/м}^2,$$

$\gamma_m = 1,49$  – коефіцієнт надійності за граничним станом снігового навантаження, прийнято за п.8.11. для  $T=60$  років

$S_0 = 1,31 \text{ кН/м}^2$  – характеристичне снігове навантаження для м.Доброутвір.

$C = \mu C_e C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$  – коефіцієнт, що визначається за п.8.6, згідно [24].

$\mu = 1$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового шару на поверхні землі до снігового навантаження на поверхню покриття;

$C_e = 1$  - коефіцієнт, який враховує режим експлуатації;

$C_{alt} = 1$  - коефіцієнт географічної висоти

Експлуатаційне значення снігового навантаження визначається за формулою[24]:

$$S_e = \gamma_e S_0 C = 1,32 \cdot 0,49 \cdot 1 = 0,63 \text{ кН/м}^2.$$

$\gamma_e=0,49$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, прийнято за п.8.12. [24] для  $\eta=0,02$ .

Розрахунок обрешітки під покрівлю. Вихідні дані[24]:

- кут нахилу  $\alpha=25^\circ$  (не впливає на цей крок, бо сніг і вага приведені по площі);
- відстань між осями брусків  $s=0,50$  м;
- прольот (від осі до осі)  $l=1,15$  м (115 см);
- експлуатаційне значення ваги покриття  $g_{exp}=0,190$  кН/м<sup>2</sup>;
- граничне значення ваги покриття  $g_{lim}=0,2079$  кН/м<sup>2</sup>;
- експлуатаційне значення снігу  $s_{exp}=1,25$  кН/м<sup>2</sup>;
- граничне значення снігу  $s_{lim}=1,94$  кН/м<sup>2</sup>.

Таблиця 2.1

#### Збір навантажень

Складові навантаження	Експлуатаційне навантаження кН/м.кв.	Коефіцієнт перевантаження	Граничне навантаження кН/м.кв.
Металочерепиця	0,17	1,05	0,179
Обрешітка	0,025	1,2	0,030
Кроква	0,013	1,2	0,016
Мінвата	0,42	1,3	0,546
Пароізоляція	0,04	1,3	0,052
Дошата зашивка	0,2	1,2	0,240
<b>Всього:</b>	<b>0,868</b>	-	<b>1,062</b>
Сніг	1,27	-	1,95
<b>Всього:</b>	<b>2,138</b>	-	<b>3,012</b>

Обрешітка виконана з брусків перетином  $b \times h = 5 \times 5$  см. Для визначення погонного рівномірно розподіленого навантаження на один брусок враховуються значення  $\cos\alpha = 0,921$  та  $\sin\alpha = 0,391$ , де  $\alpha$  — кут нахилу покрівлі. Конструкцію обрешітки розглядаємо як двопролітну нерозрізну балку з прольотом  $l = V = 1,17$  м. Найбільший згинаючий момент визначається за навантаженням на цю балку.

а) для першого поєднання (власна вага покриття та снігове навантаження) згинаючий момент визначається за формулою[24]:

$$M = 0,125q_m l^2 = 0,125 * 1,08 * 1,17^2 = 0,184673 \text{ кНм};$$

б) для другого поєднання (власна вага покриття та монтажне навантаження) згинаючий момент визначається за формулою[24]:

$$M = 0,07g_m l^2 + 0,207P_m l = 0,07 * 1,08 * 1,3689 + 0,7 * 1,17 * 0,207 = 0,259 \text{ кНм},$$

$$P_m = P_s = 1,2 * 0,5 = 0,7 \text{ кН}.$$

Більш критичним для розрахунку міцності бруска є друге поєднання навантажень. Оскільки площа прикладання навантаження не збігається з головними площинами перетину бруска, його слід розраховувати на косий згин. Складові згинаючого моменту відносно головних осей перетину бруска визначаються як[24]:

$$M_x = M \cos\alpha = 0,25 * 0,921 = 0,219 \text{ кНм};$$

$$M_y = M \sin\alpha = 0,25 * 0,391 = 0,095 \text{ кНм};$$

Моменти опору і інерції перетину наступні[24]:

$$W_x = 52,073 / 2,5 = 20,73 \text{ см}^3;$$

$$W_y = 52,073 / 2,5 = 20,73 \text{ см}^3;$$

$$I_x = 5 * 125 / 12 = 51,08 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 5 * 125 / 12 = 51,08 \text{ см}^4;$$

Найбільше напруження[24]:

$$\sigma = (M_x / W_x) + (M_y / W_y) = (22,90 / 20,83) + (9,72 / 20,83) = 1,27 \text{ кН/см}^2 < R_{зр} = 1,3 \text{ кН/см}^2$$

При розрахунку за другим поєднанням навантажень перевірка прогину бруска не проводиться. Визначимо прогин бруска для першого поєднання

навантажень. Прогин у площині, перпендикулярній нахилу покрівлі, розраховується за формулою[24]:

$$f_x = 2,13q_e \cos \alpha l^4 / 384EI_x = 2,13 * 0,01 * 0,92 * 117^4 / (10^3 * 384 * 52,08) = 0,13 \text{ см}$$

Прогин в площині, паралельній скату[24]:

$$f_y = 2,13q_e \sin \alpha l^4 / 384EI_y = 2,13 * 0,01 * 0,39 * 117^4 / (10^3 * 384 * 52,08) = 0,06 \text{ см}$$

$$\text{Повний прогин: } f = (f_x^2 + f_y^2)^{1/2} = (0,0181 + 0,0033)^{1/2} = 0,06 \text{ см}$$

Відносний прогин[24]:

$$f/l = 0,06/117 = 1/2048 < 1/150.$$

**Розрахунок крокви.** Відстань між опорами  $V=3 \text{ мВ} = 3 \text{ м}$ . Відстань між осями крокв становить  $s=1,17 \text{ м}$ . Розраховуємо навантаження, що передається на 1 погонний метр горизонтальної проекції кроквяної ноги. Максимальний згинаючий момент визначається за формулою[24]:

$$M = q_m l^2 / 8 = 1,242657 * 3^2 / 8 = 1,398 \text{ кНм.}$$

$$R_{зг} = 1,3 \text{ кН/см}^2:$$

$$W_{пр} = M / R_{зг} = 139 / 1,3 = 107,5376 \text{ см}^3.$$

Якщо кроква виконана з дощок завтовшки  $b=6 \text{ см}$ , то необхідна висота перетину [24]

$$h_{пр} = (6W_{пр}/b)^{1/2} = (6 * 107,53763 / 6)^{1/2} = 17,37003 \text{ см.}$$

Приймаємо перетин [24]  $b \times h = 6 \times 18 \text{ см}$  з  $F=108 \text{ см}^2$ ;  $W_x = 324,00 \text{ см}^3$ ;  
 $J_x = 6 * 18^3 / 12 = 2916,00 \text{ см}^4$ .

Напруження у крокві[24]:

$$\sigma = M / W_x = 139,7989 / 324,00 = 1,18 \text{ кН/см}^2 < R_{зг} = 1,3 \text{ кН/см}^2$$

Прогин[24]:

$$f = 5q_e l^4 / 384EI = 5 * 0,01016 * 300^4 / (384 * 10^3 * 2916,00) = 0,37 \text{ см.}$$

Відносний прогин[24]:

$$f/l = 0,37/300 = 1/817 < 1/200.$$

## **2.2. Розрахунок і конструювання збірної попередньо напруженої залізобетонної плити з круглими порожнинами**

Обчислення навантажень на перекриття.

На першому етапі розрахунку визначаються всі види навантажень, що діють на перекриття. До них належать: власна вага плити, постійні навантаження від огорожувальних конструкцій, експлуатаційні навантаження від людей і обладнання, а також тимчасові навантаження, включаючи снігове і монтажне. Ці дані є вихідними для подальшого конструювання збірної попередньо напруженої плити з круглими порожнинами.

## Збір навантаження

Вид навантаження	$\gamma_f = 1.0$ кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$\gamma_f > 1.0$ кН/м <sup>2</sup>
Постійне			
Паркет $t=0,02\text{м}$ ; $\rho = 8\text{т} / \text{м}^3$	0,16	1,1	0,176
Фанерна підготовка $t=0,1\text{м}$ ; $\rho = 5\text{т} / \text{м}^3$	0,05	1,1	0,055
Цеметно-піщана стяжка $t=0,1\text{м}$ ; $\rho = 5\text{т} / \text{м}^3$	0,8	1,3	1,04
Звукоізоляція $t=0,06\text{м}$ ; $\rho = 7\text{т} / \text{м}^3$	0,42	1,2	0,504
Власна вага залізобетонної плити $t=0,22\text{м}$ ; $\rho = 25\text{т} / \text{м}^3$	2,75	1,3	3,575
Перегородки	0,15	1,1	0,165
Сумарне постійне:	$g_n=4,68$		$g=5,515$
Тимчасове			
Корисне навантаження на перекриття:			
- довготривале	2,45	1,2	2,94
- короткочасне	1,05	1,2	1,26
Сумарне корисне:	$v_n = 3,5$	1,2	$v = 4,2$
Сумарне:	$q_n = 8,18$		$q = 9,715$

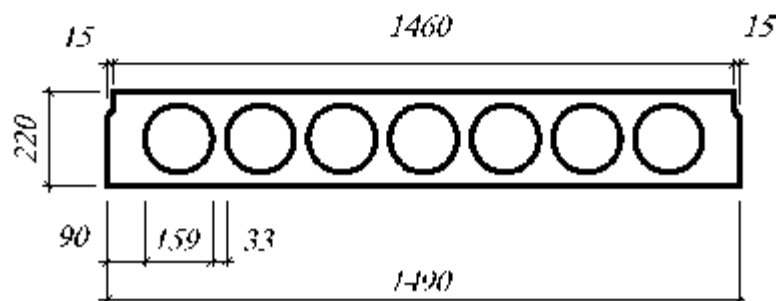


Рис. 2.1. Поперечний переріз плити

Повне навантаження[4,11] :

$$q = 9,715 \cdot 1,5 = 14,57 \text{т} / \text{м}^2$$

$\gamma_f, \gamma_n$  - відповідно коефіцієнт надійності по навантаженню і призначенню конструкції, приймаємо по табл. 1.1 [11].

Розрахунковий проліт плити при її опиранні  $a=0,08$  м

$$l_0 = l - a = 5,68 - 0,127 = 5,441 \text{ м}$$

Бетон C20/25:  $R_b = 11,5 \text{ МПа}$

Арматура А 500:  $R_s = 510 \text{ МПа}$

### **Статичний розрахунок плити.**

Згинальний момент посередині прольоту плити[11]:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{14,57 \cdot 5,441^2}{8} = 53,91 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

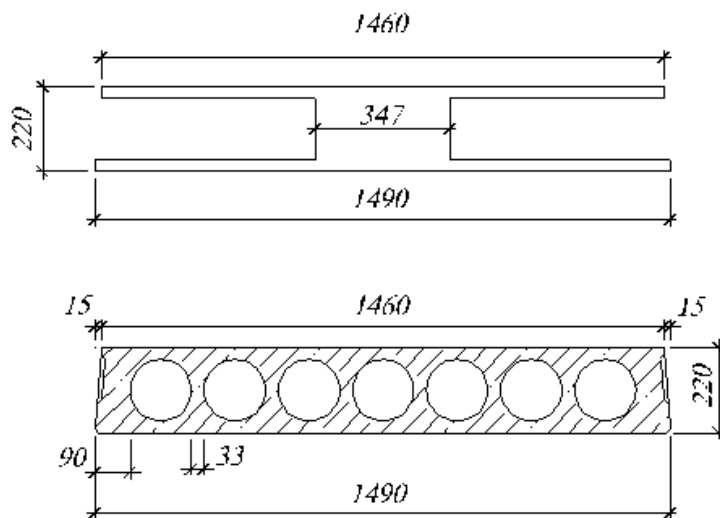
Поперечна сила по осі епюри[11]:

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{14,57 \cdot 5,441}{2} = 39,64 \text{ кН}$$

Розрахунок плити за першою групою граничних станів

Розрахунок поздовжньої робочої арматури в нормальному перерізі на згинальний момент

Для визначення необхідної кількості поздовжньої арматури плити на дію згинального моменту нормальний переріз плити замінюють еквівалентним перерізом двотаврової форми. Це дозволяє спростити розрахунки та врахувати концентрування матеріалу в зонах найбільшого згинального моменту.



$$h = 220 \text{ мм}$$

Висота полицок:

$$h_f = h'_f = \frac{h - d}{2} = \frac{220 - 15,9}{2} = 3,05 \text{ см}$$

Ширина ребра:

$$b = b_f - n \cdot d = 14,6 - 7 \cdot 15,9 = 34,7 \text{ см}$$

Умовно приймаємо  $d = 16 \text{ і і і}$

$$\tilde{n} = 20 \text{ і і і}$$

Попереднє напруження

$\sigma_{sp} = 440 \text{ І І а}$ , а допустиме відхи-

лення попереднього напруження:

$$p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{5,68} = 93,38 \text{ МПа}$$

Рис. 2.2. До розрахунку плити за першою групою граничних станів

Перевірка умови[4,11]:

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser} ; 440 + 93,38 = 533,38 \leq 590$$

$$\sigma_{sp} - p \geq 0,3 \cdot R_{s,ser} ; 440 - 93,38 = 346,62 \geq 177$$

Умова виконується, тому прийняте рішення вважається правильним. Напруження в попередньо напруженій арматурі визначається за формулою[4]:

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{SP_2} - \Delta\sigma_{SP} = 590 + 400 - 440 - 94,12 = 455,88$$

$$\Delta\sigma_{SP} = 1500 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \cdot \frac{440}{510} - 1200 = 94,12$$

Гранична відносна висота стиснутої зони визначається за формулою[11]:

$$\xi_e = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,758}{1 + \frac{455,88}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,758}{1,1}\right)} = 0,591$$

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 11,5 = 0,758$$

Граничне значення [4]  $\alpha_m$

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_R) = 0,591 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,591) = 0,416$$

Згинальний момент, який сприймає полицка в стисненій зоні, визначається наступним чином[4,11]:

$$M_f = R_b \cdot b_f \cdot h_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f) = 1035 \cdot 146 \cdot 3,05 \cdot (19,3 - 0,5 \cdot 3,05) = 81,92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Оскільки нейтральна лінія проходить через полицку, переріз плити приймаємо за прямокутний із відповідною шириною[4].

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot h_0^2 \cdot b_f} = \frac{53,91 \cdot 10^5}{10,35 \cdot 146 \cdot 19,3^2 \cdot 10^2} = 0,061$$

Відповідно до розрахунку, арматура в стисненій зоні не передбачена[4,11].

$$\xi = 0,063; \eta = 0,968$$

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left( 2 \cdot \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 0,968 - (0,968 - 1) \cdot \left( 2 \cdot \frac{0,063}{0,593} - 1 \right) = 0,943$$

Необхідна площа арматури визначається за формулою[18]:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{53,91 \cdot 10^5}{0,943 \cdot 680 \cdot 19,3 \cdot 0,968} = 2,85 \text{ m}^2$$

Приймаємо арматуру 4Ø12 класу А-500.

### **Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу**

Для подальшого розрахунку плити визначаються геометричні характеристики поперечного перерізу, такі як площа арматури, момент інерції та положення нейтральної осі[20].

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{24000} = 7,92$$

Визначаються площа зведеного моменту та статичний момент перерізу відносно нижньої грані, що необхідні для розрахунку напружень і перевірки міцності залізобетонної плити[19].

$$A_{red} = 146 \cdot 22 - 7 \cdot \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} + 7,92 \cdot 3,14 \cdot 2,6 = 1848 \text{ см}^2$$

$$S_{red} = S + \alpha \cdot S_s = 146 \cdot 22 \cdot 11 - 7 \cdot \frac{3,14 \cdot 15,9^2}{4} \cdot 11 + 7,92 \cdot 3,14 \cdot 8,2^2 = 20167 \text{ см}^3$$

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{20167}{1848} = 10,9 \text{ см}$$

Момент інерції зведеного перерізу[4,11]:

$$I_{red} = I + \alpha \cdot S_s = \frac{146 \cdot 22^3}{12} - 7 \cdot \frac{3,14 \cdot 15,9^4}{164} + 7,92 \cdot 3,14 \cdot 8,2^2 = 109273 \text{ см}^4$$

Відстань від точки прикладання зусилля в напруженій арматурі до центра ваги  $e_{i\bar{i}} = y_{red} - a = 10,9 - 2,6 = 8,3 \text{ см}$

Момент опору[4]:

$$\text{Відносно нижньої грані[4]: } W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{red}} = \frac{109273}{10,9} = 10025 \text{ см}^3$$

$$\text{Відносно верхньої грані[4]: } W_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_{red}} = \frac{109273}{22 - 10,9} = 9844 \text{ см}^3$$

Пружнопластичний момент опору[11]:

$$\text{Відносно нижньої грані: } W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 10025 = 15037 \text{ см}^3$$

$$\text{Відносно верхньої грані: } W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 9844 = 14766 \text{ см}^3$$

Відстань від ядрової точки до центра ваги[4]

$$\varphi_n = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85$$

$$r = \frac{\varphi_n \cdot W_{red}}{A_{red}} = \frac{0,85 \cdot 10025}{1848} = 4,61 \tilde{m} \approx 4,6 \tilde{m}$$

## Розрахунок втрат попереднього напруження арматури та параметрів обтискання бетону

Перші втрати до завершення обтиснення через релаксацію напружень.

Перші втрати попереднього напруження визначаються на етапі після закінчення обтиснення і зумовлені, зокрема, релаксацією напружень у сталевій арматурі.

### Втрати від температурного перепаду

Додаткові втрати напруження виникають унаслідок змін температури бетону та арматури, що призводить до розширення або стискання матеріалів[4,11]:

$$\sigma_2 = 0; \sigma_3 = \sigma_5 = 0; \sigma_4 = 0$$

Напруження обтиску бетону[18]:

$$P = \gamma_{sp} \cdot A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 1 \cdot 3,14 \cdot 10^{-1} \cdot (440 - 16,8) = 170,6 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_{op}}{I_{red}} \cdot e_{op} = \frac{170600}{1848} + \frac{170600 \cdot 83}{109273} \cdot 83 = 199,87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Міцність бетону[19]:

$$R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 20 = 14 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{1,99}{14} = 0,14 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} = 0,6$$

Втрати напруження від повзучості бетону[4,11]

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 40 \cdot \frac{1,99}{14} = 4,83 \text{ } \dot{\text{I}} \text{ } \grave{\text{a}}$$

Сума перших втрат напружень до завершення обтиснення бетону[18]

$$\sigma_{los_1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 16,8 + 4,83 = 21,63 \text{ } \dot{\text{I}} \text{ } \grave{\text{a}}$$

Напруження в попередньо напруженій арматурі з урахуванням перших втрат[18]

$$\sigma_{sp_1} = \sigma_{sp} - \sigma_{los_1} = 440 - 21,63 = 418,37 \text{ } \dot{\text{I}} \text{ } \grave{\text{a}}$$

Зусилля обтискування в арматурі[19]:

$$P_1 = \gamma_{sp} \cdot A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los_1}) = 1 \cdot 3,14 \cdot 418,37 \cdot 10^1 = 169,05 \text{ } \dot{\text{I}} \text{ } \grave{\text{a}}$$

Напруження в бетоні після обтиску[18]

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op}}{I_{red}} \cdot e_{op} = \frac{169050}{1848} + \frac{169050 \cdot 8,3}{109273} \cdot 8,3 = 198,05 \frac{\dot{\text{I}}}{\tilde{\text{m}}^2}$$

$$\sigma_{bp} = 1,98 \text{ } \dot{\text{I}} \text{ } \grave{\text{a}} < 0,95 \cdot R_{bp} = 0,95 \cdot 14,4 = 13,68 \text{ } \dot{\text{I}} \text{ } \grave{\text{a}} \text{ - умова задовольняється}$$

Втрата напружень від усадки[20]:

$$\sigma_b = 35 \text{ } \dot{\text{I}} \text{ } \grave{\text{a}}$$

Від повзучості [20]  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,14 < 0,75$ :

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,14 = 17,85 \text{ } \dot{\text{I}} \text{ } \grave{\text{a}}$$

$$\sigma_{los_2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 17,85 = 52,85 \text{ } \dot{\text{I}} \text{ } \grave{\text{a}}$$

Повні втрати[20]:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los_1} + \sigma_{los_2} = 21,63 + 52,85 = 74,48 \text{ } \dot{\text{I}} \text{ } \grave{\text{a}} < 100 \text{ } \dot{\text{I}} \text{ } \grave{\text{a}}$$

Для подальших розрахунків приймаємо зусилля обтискування з урахуванням усіх втрат напружень, що виникають у процесі експлуатації та обтиснення бетону[18].  $P_2 = \gamma_{sp} \cdot A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 1 \cdot 3,14 \cdot 10^{-1} \cdot (440 - 100) = 106,8 \text{ kN}$

### Розрахунок і конструювання поперечної арматури в похилому перерізі

Для сприйняття поперечних сил на опорних ділянках плити в поперечному перерізі передбачено встановлення чотирьох каркасів КР-1, у яких поперечна арматура виконана зі сталі Ø3 Вр-І.

Крок розташування поперечної арматури в каркасах приймається відповідно до конструктивних вимог та норм безпеки[11].

$$S = 10 \text{ см} < \frac{h}{2} = 11 \text{ см}$$

Основні коефіцієнти[11]:

$$\varphi_{b_2} = 2; \varphi_{b_3} = 0,6; \varphi_{b_4} = 1,5; \beta = 0,01;$$

$$\varphi_f = 0,75 \cdot \frac{(b_f - b) \cdot h_f}{b \cdot h_0} = 0,75 \cdot \frac{(146 - 34,7)}{34,7 \cdot 19,5} = 0,38 < 0,5$$

$$\varphi_n = 0,1 \cdot \frac{P_2}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = 0,1 \cdot \frac{106,8}{0,081 \cdot 34,7 \cdot 19,5} = 0,19$$

$$1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,38 + 0,19 = 1,57 > 1,5$$

$$\text{маємо } (1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1,5$$

$$Q_{ul} = \varphi_{b_3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 81 \cdot 34,7 \cdot 19,5 = 49,3 \text{ kN} > Q = 25,08 \text{ kN}$$

Умова виконана, тому міцність плити за навскісною смугою між тріщинами є достатньою.

Поперечна сила, що сприймається арматурою та бетоном стиснутої зони, визначається за формулою[18]:

$$Q_b + Q_{sw} = \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 81 \cdot 34,7 \cdot 19,5^2}{2 \cdot h_0} 19,5 + 0 \cdot 2 \cdot 19,5 = 82,2 \text{êÍ} > 25,08 \text{êÍ}$$

Міцність плит по наскісних перерізах вважається задовільною.

### Розрахунок плити за другою групою граничних станів

Розрахунок утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі.

Проводимо перевірку умови утворення тріщин у плиті, що розташовані перпендикулярно до поздовжньої осі. Це дозволяє оцінити тріщиностійкість конструкції та забезпечити довговічність перекриття[11]:

$$M \leq M_{crc}$$

Момент виникнення тріщин визначається за наближеним методом ядрових точок[11]:

$$M_{crc} = R_{et,ser} \cdot W_{pe} + M_{rp} = 1,4 \cdot 15,037 + 34,12 = 55,17 \text{êÍ} \cdot \text{ì}$$

Ядровий момент зусилля обтиску[18]

$$M_{rp} = 0,87 \cdot P_2 \cdot (l_0 + r) = 0,87 \cdot 106800 \cdot (8,2 + 4,7) = 1198616 \text{Í} \cdot \text{ñ} = 11,99 \text{êÍ} \cdot \text{ì}$$

Оскільки  $M_{rp} = 34,12 \text{êÍ} \cdot \text{ì} > M_{crc} = 11,99 \text{êÍ} \cdot \text{ì}$  – В розтягнутій зоні утворюються тріщини, тому необхідно провести розрахунок по ширині їх розкриття.

Також виконуємо перевірку утворення тріщин у стиснутій зоні плити[18].

$$P_1 \cdot (l_{op} - r_{inf}) \leq R_{btp} \cdot W_{pl}$$

$$r_{inf} = 0,85 \cdot \left( \frac{10025}{1848} \right) = 4,6 \text{ñ}$$

$$P_1 \cdot (l_{op} - r_{inf}) = 1,13 \cdot 169050 \cdot (8,2 - 4,6) = 6,88 \text{êÍ} \cdot \text{ñ}$$

$$R_{btp} \cdot W_{pl} = 0,98 \cdot 14766 \cdot (100) = 14,47 \text{êÍ} \cdot \text{ñ}$$

$6,88 \text{êÍ} \cdot \text{ñ} < 14,47 \text{êÍ} \cdot \text{ñ}$  – Умова задовольняється, отже, у стисненій зоні початкові тріщини не виникають.

## Розрахунок утворення тріщин, похилих до поздовжньої осі

Визначаємо максимальну поперечну силу, що діє на плиту, для оцінки утворення похилих тріщин у перерізі[11]:

$$Q_{\max} = 39,64 \text{êÍ}$$

Максимальна сила, що сприймається бетоном[11]:

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b_s} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot (1 + 0) \cdot 0,14 \cdot 34 \cdot 19,3 = 55,12 \text{êÍ}$$

$$Q_{b,\min} = 55,12 \text{êÍ} > Q_{\max} = 39,64 \text{êÍ}$$

Умова задовольняється, отже, похилі тріщини не виникають.

### **2.3. Розрахунок і конструювання цегляного простінка несучої стіни першого поверху (вісь Б).**

Розрахунок проводиться із застосуванням розрахункового комплексу SCAD 11.7.

Спершу виконуємо складання таблиць всіх навантажень.

Навантаження від покриття[19]:

$$N_{\pi} = 3.012 \cdot 6 = 18.068 \text{ кН/м.}$$

Навантаження від перекриття[19]:

$$N_{\pi\kappa} = 9.72 \cdot 6 = 58.28 \text{ кН/м.}$$

Навантаження від власної ваги стіни[19]:

$$N_{\pi\kappa} = 9.93 \cdot 0.38 \cdot 1.1 \cdot 18 = 73.91 \text{ кН/м.}$$

Сумарне навантаження[19]:

$$N = N_{\text{п}} + 2N_{\text{пк}} + N_{\text{пк}} = 18.068 + 2 * 58.28 + 74.91 = 208.375 \text{ кН/м.}$$

## 2.4. Розрахунок основ та фундаментів.

### Фізичних властивостей ґрунтів.

В цьому розділі приводять основні фізичні показники ґрунтів, що наведені в табл.2.3 і табл. 2.4.

Таблиця 2.3.

Основні дані про ґрунти майданчика [5]

Номер ІґЕ	Короткий опис ІґЕ	Потужність шару, м	Щільність ґрунту, г/см <sup>3</sup>		Вологість ґрунту, дол. од.		
			$\rho$	частинок, $\rho_s$	природна, W	на межі текучості, W <sub>L</sub>	на межі розкочування, W <sub>P</sub>
1	Рослинний	0.7	1.36	-	-	-	-
2	Заторфований	1.3	1.20	-	-	-	-
3	Піщаний	4.3	1.68	2.55	0.05	-	-
4	Глинистий	7.2	1.71	2.78	0.18	0.16	0.21

Таблиця 2.4.

Гранулометричний склад пісків

Номер ІґЕ	Склад частинок в % по масі для фракцій, мм					
	> 2.0	2.0 - 1.0	1.0 - 0.5	0.5 - 0.25	0.25 - 0.1	< 0.1
3	2.0	9.0	13.0	19.0	36.0	21.0

Відповідно до завдання необхідно запроектувати фундаменти будівлі. На основі геологічного перерізу та фізичних характеристик ґрунтів, зазначених вище, визначаємо розрахункові показники їх фізичних властивостей, а потім за таблицями [5] обчислюємо механічні властивості. Класифікацію ґрунтів для

окремих інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) проводимо відповідно до [5]. Вважаємо, що виділені шари ґрунту однорідні та розглядаємо їх як окремі інженерно-геологічні елементи.

ІГЕ-1 – рослинний ґрунт, який характеризується підвищеною пористістю та наявністю органічної речовини (до 2–3%). Відноситься до гумусованих супісків або суглинків, залягає від поверхні та містить порожнечу у вигляді ходів землерийок, залишки коріння дерев та рослин. Потужність шару на майданчику становить 0,6 м, а щільність  $\rho = 1,46 \text{ т/м}^3$ .

Цей ґрунт є сильно стисливим і низької міцності. Його властивості погіршуються при збільшенні вологості, тому як природну основу його використовувати не можна.

Питома вага рослинного ґрунту:

$$\gamma_1 = \rho_1 \cdot g = 1.46 \cdot 9.81 = 14.2 \text{ кН/м}^3,$$

ІГЕ-2 – заторфований ґрунт, що містить органічну речовину в межах 10–50% відповідно до [5]. Він характеризується дуже високою пористістю, а під водою – високою вологістю. Міцність цього ґрунту ще нижча, а деформативність – вища, ніж у рослинного ґрунту.

Потужність заторфованого шару становить 1,2 м і він залягає по всій території майданчика під шаром рослинного ґрунту. Щільність ґрунту [5]  $\rho = 1,30 \text{ т/м}^3$ .

Враховуючи його слабкі механічні властивості, заторфований ґрунт не може бути використаний як природна основа для фундаментів.

Питома вага торфованого ґрунту[5]:

$$\gamma_2 = \rho_2 \cdot g = 1.30 \cdot 9.81 = 12.75 = 12.7 \text{ кН/м}^3;$$

ІГЕ-3 – піщаний ґрунт, що має потужність 4,1 м. Основні фізичні показники, визначені в лабораторії[5]:

- щільність ґрунту  $\rho = 1,76 \text{ т/м}^3$ ,
- щільність зерен  $\rho_s = 2,55 \text{ т/м}^3$ ,

- о вологість  $W = 0,07$ .

Крім того, для піску проведено ситовий аналіз для визначення гранулометричного складу, який наведено в табл. 2 [5] (див. відповідний розділ пояснювальної записки).

Далі визначимо додаткові розрахункові характеристики піску та дамо класифікаційну оцінку цього ґрунту.

Назва піщаного ґрунту та його неоднорідність визначається гранулометричним складом.

а) Виконуємо запис гранулометричного складу та необхідні обчислення у табличній формі.

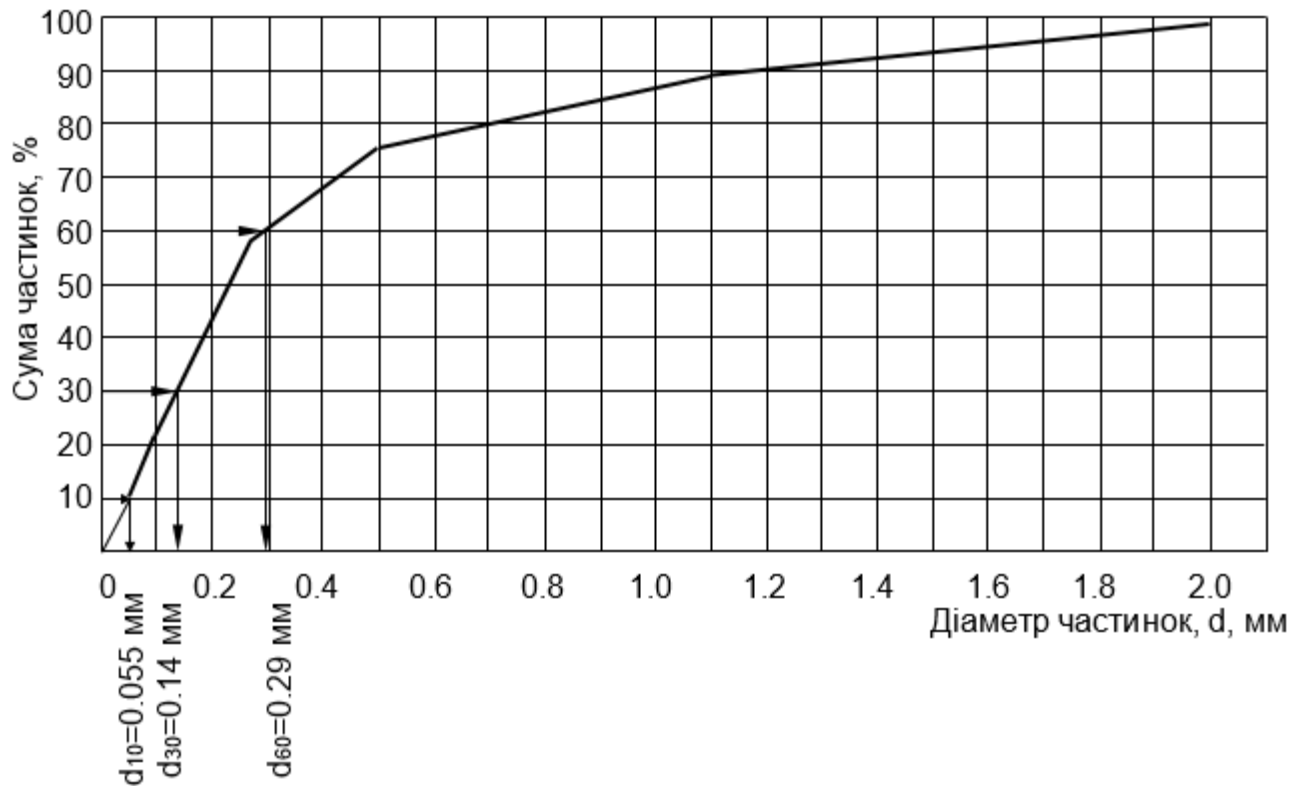
Таблиця 2.5.

Ситовий аналіз для піску

1	Фракція, мм	> 2.0	1.0- 2.0	0.5- 1.0	0.25- 0.5	0.1- 0.25	< 0.1
2	Гранулометричний склад, %	2	9	13	19	36	21
3	$\Sigma$ % часток по масі більше даного діаметру	2	11	24	43	79	100
4	$\Sigma$ % часток по масі менше даного діаметру	98	89	76	57	21	0
5	Граничний діаметр часток, мм	2.0	1.0	0.5	0.25	0.1	0

Спершу необхідно перевірити, чи сума часток, наведена у гранулометричному складі, дорівнює 100%. Якщо розбіжність не перевищує 1%, допускається самостійно внести корекцію, розподіливши похибку з протилежним знаком пропорційно масовим часткам по окремих фракціях, щоб отримати суму 100% (точність до 0,1 або 0,01%).

Відповідно до [5], даний ґрунт класифікується як дрібний, оскільки частка частинок розміром понад 0,1 мм становить 76%, що перевищує нормативне значення 75%.



Ртс.2.3 Гранулометричний склад частінок

Визначаючи  $d_{60}$  і  $d_{10}$ , побудову на графіку виконують таким чином: від позначок 60% та 10% на вертикальній осі проводять горизонтальні лінії до кривої гранулометричного складу, після чого опускають перпендикуляри на вісь  $d$ , де і зчитують відповідні значення  $d_{60}$  і  $d_{10}$ .

На основі цих значень обчислюють ступінь неоднорідності гранулометричного складу за формулою [5]:

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0.29}{0.055} = 5.17$$

Оскільки  $C_u = 5,17 > 3$ , відповідно до п. 2.2 додатку [5], дрібний пісок класифікується як неоднорідний. Варто зазначити, що однорідними вважають великоуламкові ґрунти та піски при  $C_u \leq 3$ .

Показник кривизни гранулометричної кривої у зарубіжній практиці використовується для оцінки відсортованості частинок[5]:

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \cdot d_{60}} = \frac{0.14^2}{0.055 \times 0.29} = 1.23$$

Значення  $d_{30}$  визначають аналогічно  $d_{60}$  та  $d_{10}$ .

Оскільки  $C_c$  знаходиться в межах 1...3, ґрунт вважається добре відсортованим (у випадках виходу за ці межі – погано відсортованим).

2. Щільність ґрунту в сухому стані –  $\rho_d$  (скелету ґрунту), остання назва прийнята стандартом[5]:

$$\rho_{d.3} = \frac{\rho_3}{1 + W_3} = \frac{1.78}{1 + 0.06} = 1.67 \text{ т/м}^3.$$

3. Питома вага [5]  $\gamma_3$

$$\gamma_3 = \rho_3 \cdot g = 1.78 \times 9.81 = 17.46 = 17.4 \text{ кН/м}^3.$$

4. Пористість ґрунту[5]  $n_3$ :

$$n_3 = \frac{\rho_{s.3} - \rho_{d.3}}{\rho_{s.3}} = \frac{2.65 - 1.68}{2.65} = 0.355 = 0.36.$$

5. Коефіцієнт пористості[5]  $e_3$ :

$$e_3 = \frac{\rho_{s.3} - \rho_{d.3}}{\rho_{d.3}} = \frac{2.65 - 1.68}{1.68} = 0.577.$$

Відповідно до [5], дрібні піски з коефіцієнтом пористості  $e = 0,577 < 0,6$  додатково класифікуються як щільні (див. табл. 4 [5]). Якщо ж  $e > 0,75$ , піски відносяться до пухких, які не можуть використовуватися як природна основа.

Крім того, за потреби, механічні характеристики таких ґрунтів визначаються виключно на основі польових або лабораторних досліджень.

6. Коефіцієнт водонасичення[5]:

$$S_{r.3} = \frac{W_3 \cdot \rho_{s.3}}{e_3 \cdot \rho_w} = \frac{0.06 \times 2.65}{0.577 \times 1.0} = 0.27,$$

$\rho_w$  – щільність води,  $1.0 \text{ т/м}^3$  ( $\text{г/см}^3$ ). Точність визначення  $S_r$  – 0.01.

Всі піски, відповідно до табл.17 [5], додатково класифікуються за величиною коефіцієнта водонасичення  $S_r$ . У даному випадку дрібні піски належать

до малого ступеня водонасичення, оскільки  $0 < S_r = 0,28 < 0,50$ . Слід зазначити, що за розрахунками величина  $S_r$  не може перевищувати 1.

Отже, повна класифікація ґрунту ІГЕ-3: дрібний пісок, неоднорідний, щільний, малого ступеня водонасичення.

7. Величини  $c_n$  та  $\varphi_n$ , що характеризують міцність цього піску як нормативні показники, визначають на основі фізичних характеристик, наведені у табл. 1 [5], враховуючи різновид піску (дрібний пісок) та його коефіцієнт пористості  $e_3 = 0,577$ .

Оскільки в таблиці наведені приблизні дані для  $e = 0,55$  та  $e = 0,65$ , величини внутрішнього тертя та питомого зчеплення визначають методом інтерполяції[5]:

а) величина  $\varphi_3$  при  $e_3 = 0,577$  для дрібного піску[5]:

	$e = 0.55$	$e = 0.577$	$e = 0.65$
$\varphi$ , град	36	$\varphi_3$	32

$$\varphi_3 = 32 + \frac{36 - 32}{0.65 - 0.55} (0.65 - 0.577) = 32 + 2.9 = 34.9 \text{ град.}$$

Точність визначення - 0.1 град;

б) величини  $c_3$  при  $e_3 = 0.577$  для дрібного піску[5]:

	$e = 0.55$	$e = 0.577$	$e = 0.65$
$c$ , кПа	4.0	$c_3$	2.0

$$c_3 = 2.0 + \frac{4.0 - 2.0}{0.65 - 0.55} (0.65 - 0.577) = 2.0 + 1.5 = 3.5 \text{ кПа.}$$

Модуль деформації  $E$  для дрібного піску з коефіцієнтом пористості  $e = 0,567$  визначається як нормативна величина за тією ж таблицею [5].

	$e = 0.55$	$e = 0.577$	$e = 0.65$
$E$ , МПа	38.0	$E_3$	28.0

$$E_3 = 28 + \frac{38.0 - 28.0}{0.65 - 0.55} (0.65 - 0.577) = 28 + 7.3 = 35.3 \text{ МПа.}$$

Точність визначення - 0.1 МПа.

налогічне зауваження застосовується і при визначенні  $E$  для пухких пісків. На практиці точність визначення модуля деформації  $E$  зазвичай знаходиться в межах  $0,1 \dots 1,0$  МПа.

9. Розрахунковий опір  $R_0$  дрібного щільного піску малого ступеня водонасичення (табличне значення або умовний розрахунковий опір ґрунту) визначається за табл. 2 [5]. Це значення може використовуватися для попереднього розрахунку розмірів фундаментів. Для дрібного піску ІГЕ-3 [5]  $R_{0.3} = 400$  кПа.

За такою схемою можуть розраховуватися всі піщані ґрунти. Якщо ж у межах цього шару, наприклад у нижній його частині, присутня ґрунтова вода, то властивості піску змінюються, а отже змінюються і деякі показники. Цю частину шару слід розглядати як окремий інженерно-геологічний елемент[5], наприклад ІГЕ-3а.

Для шару ІГЕ-3а деякі показники дрібного неоднорідного щільного піску залишаються постійними[5]:

- $\rho_{s.3a} = 2,65$  т/м<sup>3</sup>,
- $\rho_{d.3a} = 1,68$  т/м<sup>3</sup>,
- $n_{3a} = 0,366$ ,
- $e_{3a} = 0,577$ .

Коефіцієнт водонасичення нижче рівня  $WL$  буде  $S_{r3a} = 1,0$  [5] (пісок насичений водою). Відповідно, його визначення проводиться за формулою[5]:

$$S_{r.3a} = \frac{W_{sat.3a} \cdot \rho_{s.3a}}{e_{3a} \cdot \rho_w} = 1.0$$

Вологість водонасиченого ґрунту  $W_{sat.3a}$  (максимальна вологість  $W_{max.3a}$  для цього стану піску за щільністю) визначається за наведеними параметрами і дорівнює[5]:

$$W_{sat.3a} = W_{max.3a} = \frac{e_{3a} \cdot \rho_w}{\rho_{s.3a}} = \frac{0.577 \times 1.0}{2.65} = 0.219$$

Точність визначення цієї вологості становить 0,001, оскільки вона пов'язана з коефіцієнтом водонасичення  $S_r$ , який не може перевищувати 1,0.

Щільність ґрунту у водонасиченому стані  $\rho_{3a}$  визначається за відповідними формулами і дорівнює[5]:

$$\rho_{3a} = \rho_d \cdot (1 + W_{sat.3a}) = 1.68 \times (1 + 0.218) = 2.055 \text{ т/м}^3 \approx 2.06 \text{ т/м}^3.$$

Питома вага[5]  $\gamma_{3a}$ :

$$\gamma_{3a} = \rho_{3a} \cdot g = 2.046 \times 9.81 = 20.07 = 20.1 \text{ кН/м}^3.$$

Щільність ґрунту в завислому (у виваженому) стані  $\rho'_{3a}$  враховує ефект виштовхуючої сили води і визначається як[5]:

$$\rho'_{3a} = \frac{\rho_{s.3a} - \rho_w}{1 + e} = \frac{2.65 - 1.0}{1 + 0.577} = 1.046 \approx 1.05 \text{ т/м}^3.$$

У розрахунках можна використовувати будь-яку з наведених формул.

Питома вага ґрунту в завислому (у виваженому) стані  $\gamma'_{3a}$  визначається як[5]:

$$\gamma'_{3a} = \rho'_{3a} \cdot g = 1.046 \times 9.81 = 10.26 \text{ кН/м}^3.$$

Згідно з табл. 1 [5], перехід дрібного щільного піску від малого ступеня водонасичення до насиченого водою не впливає на його механічні властивості. Тобто нормативні величини залишаються такими[5]:

- $\varphi_{3a} = 34,9^\circ$
- $c_{3a} = 3,5 \text{ кПа}$
- $E_{3a} = 35,3 \text{ МПа}$

Однак розрахунковий опір  $R_0$  змінюється:  $R_{0.3a} = 200 \text{ кПа}$  (визначається за табл. 7[5]).

Розрахунок за схемою ПГЕ-3а застосовують, якщо в шарі піску присутній рівень ґрунтових вод  $WL$ . У розглянутому прикладі цього не спостерігається, тому виділення ПГЕ-3а не є необхідним.

ПГЕ-4 – глинистий ґрунт, потужність шару 7,1 м.

Вище рівня ґрунтових вод  $WL$  його характеристики такі (завдання) [5]:

- $\rho_4 = 1,91 \text{ т/м}^3$
- $\rho_{s.4} = 2,68 \text{ т/м}^3$
- $W_4 = 0,19$
- $W_{P.4} = 0,17$
- $W_{L.4} = 0,22$

Ці показники характеризують частину шару вище WL (зона аерації), яка і виділяється як ІГЕ-4.

1. Визначаємо назву глинистого ґрунту за величиною числа пластичності  $I_{P.4}$ [5]:

$$I_{P.4} = W_{L.4} - W_{P.4} = 0,22 - 0,17 = 0,05$$

Згідно з табл. 11 додатку [5], розглянутий глинистий ґрунт класифікується як супісок, оскільки виконується відповідна умова:

Якщо б ґрунт був суглинком або глиною, то навіть за відсутності гранулометричного складу слід зазначати, чи це легкий чи важкий ґрунт.

1. Стан глинистого ґрунту визначають за величиною показника текучості  $I_{L.4}$ [5]:

$$I_{L.4} = \frac{W_4 - W_{P.4}}{W_{L.4} - W_{P.4}} = \frac{0,19 - 0,17}{0,22 - 0,17} = 0,40, \text{ точність визначення до } 0,01.$$

Згідно з табл. 14 [5], стан глинистого ґрунту визначається як супісок пластичний. Варто зазначити, що для суглинків та глин поділ у зоні пластичного стану є більш деталізованим.

Інші фізичні властивості ґрунту визначаються аналогічно до пісків[5]:

1. Щільність ґрунту в сухому стані (скелету ґрунту) –  $\rho_{d.4}$ [5]:

$$\rho_{d.43} = \frac{\rho_4}{1 + W_4} = \frac{1,91}{1 + 0,19} = 1,61 \text{ т/м}^3.$$

1. Питома вага [5]  $\gamma_4$ :

$$\gamma_4 = \rho_4 \cdot g = 1.91 \times 9.81 = 18.74 = 18.7 \text{ кН/м}^3.$$

2. Пористість ґрунту  $n_4$ [5]:

$$n_4 = \frac{\rho_{s,4} - \rho_{d,4}}{\rho_{s,4}} = \frac{2.68 - 1.605}{2.68} = 0.401 = 0.40$$

3. Коефіцієнт пористості  $e_4$ [5]:

$$e_4 = \frac{\rho_{s,4} - \rho_{d,4}}{\rho_{d,4}} = \frac{2.68 - 1.605}{1.605} = 0.670$$

4. Коефіцієнт водонасичення  $S_r$ [5]:

$$S_{r,4} = \frac{W_4 \cdot \rho_{s,4}}{e_4 \cdot \rho_w} = \frac{0.19 \times 2.68}{0.670 \times 1.0} = 0.76$$

Нормативні показники міцності  $\varphi$  та  $c$  визначаються умовно з урахуванням того, що  $I_L = 0,40$  та  $e_4 = 0,670$ , методом інтерполяції:

а) величина  $\varphi_4$  по відповідному рядку табл. 10[5]:

	$e = 0.65$	$e = 0.67$	$e = 0.75$
$\varphi$ , град	24	$\varphi_4$	21

$$\varphi_4 = 24 - \frac{24 - 21}{0.75 - 0.65} (0.67 - 0.65) = 24 - 0.6 = 23.4 \text{ град.}$$

б) величина  $c_4$  по рядку з  $0.25 < I_L = 0.4 < 0.75$ , табл.2[5]:

	$e = 0.65$	$e = 0.67$	$e = 0.75$
$c$ , кПа	13	$c_4$	11

$$c_4 = 13 - \frac{13 - 11}{0.75 - 0.65} (0.67 - 0.65) = 13 - 0.4 = 12.6 \text{ кПа.}$$

5. Модуль деформації  $E$  визначається за табл. 3 [5] за тих самих умов. Даний супісок розглядаємо як алювіальний, тобто віднесений до першої групи глинистих ґрунтів четвертинного періоду, які наведені у відповідній таблиці (такі ґрунти є найпоширенішими в Україні). Для супісків за умовами задачі отримуємо відповідне значення  $E$ [5].

	$e = 0.65$	$e = 0.67$	$e = 0.75$
$E$ , МПа	16	$E_4$	10

$$E_4 = 16 - \frac{16 - 10}{0.75 - 0.65} (0.67 - 0.65) = 16 - 1.2 = 14.8 \text{ МПа.}$$

5. Розрахунковий опір супіску з урахуванням показника пластичності  $I_{L.4} = 0,40$  та коефіцієнта пористості  $e_4 = 0,670$  визначається за методом інтерполяції[5]:

	$I_L = 0$	$I_{L.4} = 0.40$	$I_L = 1.0$
$e = 0.50$	300	$R_{0.4}^I$	300
$e_4 = 0.67$		$R_{0.4}$	
$e = 0.70$	250	$R_{0.4}^{II}$	200

ІГЕ-4а – водонасичений супісок, потужність шару 6,4 м. Його фізичні показники залишаються такими ж, як у попередньо описаного супіску ІГЕ-4. ІГЕ-4 [5]:  $\rho_{s.4a} = 2.68 \text{ т/м}^3$ ,  $W_{P.4a} = 0.17$ ,  $W_{L.4a} = 0.22$ ,  $I_{P.4a} = 0.05$ ,  $\rho_{d.4a} = 1.605 \text{ т/м}^3$ ,  $e_{4a} = 0.670$ ,  $n_{4a} = 0.40$ .

1. Так як  $S_r = 1.0$ , то вологість (максимальна) супіску у водонасиченому стані  $W_{sat.4a}$ , як і для пісків, буде[5]:

$$W_{sat.4a} = W_{max.4a} = \frac{e_{4a} \cdot \rho_w}{\rho_{s.4a}} = \frac{0.670 \times 1.0}{2.68} = 0.25$$

2. Щільність ґрунту у вологому стані  $\rho_{4a}$  буде[5]:

$$\rho_{4a} = \rho_{d.4a} \cdot (1 + W_{sat.4a}) = 1.605 \times (1 + 0.25) = 2.006 \text{ т/м}^3 \approx 2.01 \text{ т/м}^3.$$

3. Показник текучості [5]  $I_{L.4a}$ :  $I_{L.4a} = \frac{W_{sat.4a} - W_{P.4a}}{W_{L.4a} - W_{P.4a}} = \frac{0.25 - 0.17}{0.22 - 0.17} = 1.60$

Згідно до табл. 14 додатку Б [5] маємо,  $I_L = 1.60 > 1.0$  - супісок текучий.

4. Щільність ґрунтуу виваженому стані[5]:  $\rho'_{4a}$ :

$$\rho'_{4a} = \rho_{s.4a} - \rho_w = 2.006 - 1.0 = 1.006 \approx 1.01 \text{ т/м}^3.$$

5. Питома вага[5]:

$$\gamma_{4a} = \rho_{4a} \cdot g = 2.006 \times 9.81 = 19.68 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{4a} = \rho'_{4a} \cdot g = 1.006 \times 9.81 = 9.87 \text{ кН/м}^3.$$

Для глинистих ґрунтів у текучому стані механічні характеристики слід визначати за результатами лабораторних або польових випробувань відповідно до [5].

Розрахункові величини визначаються за формулою[5]:  $X = \frac{X_n}{\gamma_g}$ ,

$X_n$  – нормативне значення характеристики ґрунту, що розглядається;

$\gamma_g$  – коефіцієнт надійності по ґрунту, що визначається на основі статистичної обробки результатів випробувань ґрунтів (див. п. 5.5 [5]).

скільки норми [5] допускають визначення нормативних і розрахункових значень ґрунтів на основі їх фізичних показників, при курсовому проектуванні використовуємо положення п. 2.16 норм [5] щодо коефіцієнта  $\gamma_g$ , що застосовується для визначення розрахункових величин:

**1. Для розрахунків основ за деформаціями (II граничний стан) [5]:**

- $\gamma_g = 1$ .
- Визначаються лише величини, що застосовуються у розрахунках: питомого зчеплення  $c_{II}$ , кута внутрішнього тертя  $\phi_{II}$ , модуля деформації  $E$ , питомої ваги ґрунту  $\gamma_{II}$  та розрахункового опору  $R_0$ .
- Ці величини практично прирівнюють до нормативних значень.

**2. Для розрахунків основ за несучою здатністю (I граничний стан) [5]:**

- При визначенні питомого зчеплення  $c_I - \gamma_g(c) = 1,5$  для всіх різновидів глинистих і піщаних ґрунтів.
- При визначенні кута внутрішнього тертя  $\phi_I - \gamma_g(\phi) = 1,1$  для пісків та  $\gamma_g(\phi) = 1,15$  для глинистих ґрунтів.
- При визначенні питомої ваги  $\gamma_I - \gamma_g(\gamma) = 1,05$  (у курсовому проекті; в інших випадках допускається  $\gamma_g < 1$ ).

Розрахункові показники ґрунтів будівельного майданчика для II граничного стану наведено нижче[5]:

**1. питома вага  $\gamma_{i,i}$ :**

$$\gamma_{1,l} = \frac{14.32}{1.05} = 13.64 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{2,l} = \frac{12.75}{1.05} = 12.14 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{3,l} = \frac{17.46}{1.05} = 16.63$$

кН/м<sup>3</sup>;

$$\gamma_{4,l} = \frac{18.74}{1.05} = 17.85 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma_{4a,l} = \frac{19.68}{1.05} = 18.74 \text{ кН/м}^3; \quad \gamma'_{4a,l} = \frac{9.87}{1.05} = 9.40 \text{ кН/м}^3;$$

2. питоме зчеплення [5]  $c_{l,i}$ :

$$c_{3,l} = \frac{3.5}{1.5} = 2.33 \text{ кПа}; \quad c_{4,l} = c_{4a,l} = \frac{12.6}{1.5} = 8.40 \text{ кПа};$$

3. кут внутрішнього тертя [5]  $\varphi_{l,i}$ :

$$\varphi_{3,l} = \frac{34.9}{1.1} = 31.7 \text{ град}; \quad \varphi_{4,l} = \varphi_{4a,l} = \frac{23.4}{1.15} = 20.3 \text{ град.}$$

Маючи дані про геологічну будову майданчика, нормативні та розрахункові показники інженерно-геологічних елементів, положення рівня ґрунтових вод та їх агресивність (а також відомості про інженерно-геологічні процеси, якщо такі є), роблять висновок про особливості ґрунтових умов та вибір несучого шару основи.

### **Висновки щодо ґрунтових умов будівельного майданчика:**

1. Ґрунти ІГЕ-1 та ІГЕ-2 є сильно стисливими, тому їх як природну основу використовувати не можна.
2. Ґрунти ІГЕ-3 та ІГЕ-4 придатні для використання як природної основи з розрахунковими показниками, наведеними в таблиці.
  - Для фундаментів неглибокого закладання несучим шаром слід використовувати дрібний, неоднорідний, щільний пісок ІГЕ-3 малого ступеню водонасичення.
3. Текучі супіски ІГЕ-4а не можна використовувати для опирання пальових фундаментів без додаткових лабораторних або польових досліджень їх властивостей.
4. Ґрунтові води залягають на глибині 13,0 м від поверхні, тому на поведінку основи та роботу фундаментів не впливають.

5. Сучасні інженерно-геологічні процеси на майданчику не спостерігаються.

**Вихідні дані для розрахунку фундаменту[23]:**

- Глибина закладання фундаменту:  $d = 1,6$  м
- Навантаження на верхньому обрізі фундаменту (за II граничним станом, по деформаціях основи):  $N_{II} = 209,43$  кН/м
- Товщина стіни фундаменту: 380 мм
- Несучий шар основи: ІГЕ-3, з розрахунковими характеристиками:
  - $\gamma_{II} = 17,46$  кН/м<sup>3</sup>
  - $c_{II} = 3,5$  кПа
  - $\varphi_{II} = 34,9^\circ$
  - Розрахунковий опір ґрунту  $R_0 = 200$  кПа

Визначити ширину фундаменту за формулою[23]:

$$b = N_{II} / (R - 20d).$$

Визначаємо  $b$  приймаємо  $R = R_0$  . :

$$b_1 = N_{II} / (R - 20d) = 209.43 / (200 - 20 * 1.6) = 1.866 \text{ м.}$$

Уточнюємо розрахунковий опір за формулою[23]:

$$R = (\gamma_{c1} \gamma_{c2} / k) * [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}^1 + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}^1 + M_c c_{II}];$$

Інтерполюємо:  $\gamma_{c1} = 1.3$ , висота будівлі  $H = 12.8$ м, а довжина відповідно до завдання -  $L = 42$ м,  $L/H = 42/12.8 = 3.246$ ;  $\gamma_{c2} = 1.3$ ;

$$k_z = (8/b) + 0.2 = (8/4.47422) + 0.2 = 1.974;$$

$M_\gamma, M_q, M_c$  – коефіцієнти, згідно за табл. 4 [5] за інтерполяцією:

Таблиця 2.6.

Дані коефіцієнтів для кутів внутрішнього тертя

Кут внутрішнього тертя, град	$M_\gamma$	$M_g$	$M_c$
32	0.52	3.07	5.76
33.9	-	-	-
34	0.57	3.34	5.94

$$M_\gamma = 0.51 + (0.56 - 0.51) * (34.9 - 30) = 0.745;$$

$$M_q = 3.06 + (3.24 - 3.06) * (34.9 - 30) = 3.932;$$

$$M_c = 5.66 + (5.84 - 5.66) * (34.9 - 30) = 6.532;$$

$\gamma_{II}^I$  - середньозважена величина питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підосви фундаменту:

$$\gamma_{II}^I = \sum \gamma_i h_i / d = (14.32 * 1.6 + 12.75 * 0) / 1.6 = 14.32 \text{ кН/м}^3;$$

$$d_b = 0 \text{ м}, k = 1.1; c_{II} = 3.5 \text{ кПа.}$$

$$R = (\gamma_{c1} \gamma_{c2} / k) * [M_\gamma k_z b \gamma_{II}^I + M_q d_1 \gamma_{II}^I + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}^I + M_c c_{II}] =$$

$$= (1.3 * 1.3 / 1.1) * [0.755 * 1.375 * 1.9 * 17.46 +$$

$$+ 3.942 * 1.6 * 14.32 + 2.942 * 0 * 14.32 + 6.542 * 3.5] = 165.932 \text{ кПа.}$$

Уточнюєм ширини фундаменту при  $R = 165.932 \text{ кПа}$  [23]:

$$b_2 = N^{II} / (R - 20d) = 209.43 / (165.932 - 1.6 * 20) = 1.32 \text{ м};$$

Блоки, які використовуються мають характеристики табл.2.7.

Таблиця 2.7.

#### Характеристики блока

Марка блока	ширина, мм	довжина, мм	висота, мм	Вага, кН	Клас бетону
ФБС 24.6.6-Т	500	2360	560	18.8323	С8/10

Таблиця 2.8.

Виконаємо збір навантажень, що діють по підшві фундаменту:

Но- мер п/п	Вид навантажень	Формула визначення і розрахункові величини для визначення наванта- ження на 1 пог м	$N_f^{II}$ , кН/м
1.	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту	$N^{II}$	209.5
2.	Стінові фундамен- тні блоки (2 ряди)	$N_{c.б.}^{II}$	$2 \cdot \frac{Q_b}{l_b} = 2 \cdot 18,93 / 2,38 =$ 15.91
3.	Фундаментна плита	$N_{ф.п.}^{II}$	$2,4 \cdot 25 \cdot 0,3 \cdot 1,1 =$ 19.8
4.	Ґрунт засипки на уступах фундаме- нту	$N_{з.}^{II}$	$(b_n - b_{c.б.}) \cdot (d - h_n) \cdot \gamma_{II.з.} =$ $(2,4 - 0,5) \cdot (1,6 - 0,3) \cdot 17,5 =$ 43.23
Всього:		$\Sigma N^{II}$	= 288.5

Виконуємо контрольне визначення середнього напруження на підшві фундаменту[23]:

$$\sigma_{mt} = \Sigma N^{II} / A = \Sigma N^{II} / b = 288.5 / 2.4 = 120.208 \text{ кПа} < 166.912 \text{ кПа.}$$

Розрахунок проведено успішно. Для визначення робочої арматури в фундаментній плиті використовуємо програмний комплекс SCAD 11.7.

### 3.ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ

#### 3.1 Технологія земляних робіт

У магістерській роботі розроблено технологію виконання земляних робіт, включно з плануванням майданчика, розробкою виїмок та насипів, а також вибором і обґрунтуванням засобів механізації цих процесів.

Для кожного виду земляних робіт — планування майданчика та розробки виїмок — обираються по два комплекти машин з урахуванням їхніх технічних характеристик. При цьому продуктивність допоміжних машин повинна перевищувати продуктивність ведучої на 10–15 %. Після проведення техніко-економічного порівняння обирається оптимальний варіант комплексу машин.

Основними критеріями для вибору засобів механізації при планувальних роботах є середня відстань переміщення ґрунту та його категорія. Розробку ґрунту здійснюють бульдозерами та екскаваторами, а його переміщення виконується або ведучою машиною, або транспортними засобами, залежно від прийнятої технології. Вибір ведучої машини визначається умовами виконання робіт, дальністю переміщення, об'ємом ґрунту та висотою робочих відміток.

Розробка ґрунтів без попереднього розпушення виконується наступними засобами: скреперами — для ґрунтів I групи, бульдозерами — для ґрунтів I–III групи, одноковшовими екскаваторами — для ґрунтів I–IV груп, навантажувачами — для ґрунтів I–III груп.

Бульдозери доцільно застосовувати при розробці і переміщенні ґрунту на відстань до 100 м, причіпні скрепери — на 250–550 м, самохідні скрепери — до 5 км.

При копанні траншей основними параметрами для вибору екскаваторів є: глибина копання, радіус копання, радіус вивантаження ґрунту та висота розвантаження.

Скрепер є найвисокопродуктивнішою землерийно-транспортною машиною та застосовується, зокрема, для попереднього планування майданчика. У роботі

використовується причіпний скрепер Д-213А, оскільки відстані переміщення ґрунту не перевищують 800 м. Скрепер виконує повний цикл роботи: набір ґрунту клюватим методом, рух навантаженого скрепера, розвантаження та повернення порожнього. Параметри операцій: товщина шару ґрунту, що відсипається, становить 0,45 м, ширина ковша — 2,82 м, товщина стружки — 0,32 м. Для забезпечення рівномірної товщини насипу рух скрепера під час розвантаження повинен бути рівномірним та прямолінійним.

Набір ґрунту здійснюється при прямолінійному русі скрепера з застосуванням трактору-тягача Т-140. Ґрунт набирається кле-вковим способом із перемінним заглибленням ковша, що забезпечує максимальну ефективність роботи. Вибрана еліптична схема руху скрепера є оптимальною для майданчиків із висотою виїмки або насипу до 3 м.

Відсипаний ґрунт ущільнюють у горизонтальні або слабо нахилені шари, товщину яких визначають залежно від типу ущільнювальних машин, характеристик ґрунту та необхідного ступеня ущільнення. Ущільнення здійснюють катками по визначеній схемі: при великих площах рух відбувається по замкнутому колу, з перекриттям попередніх проходок на 0,2–0,3 м. Для досягнення необхідного ущільнення виконують шість проходок: перші три — на малій швидкості, наступні — на підвищеній.

Після завершення планувальних робіт виконують розбивку майданчика для риття траншей: наносять основні робочі вісі (головні осі будівлі) та розбивають лінії паралельно до осей, що обмежують ширину траншеї на рівні поверху та основи.

Розробка ґрунту одноковшовими екскаваторами зворотної лопати Є-304Б здійснюється циклічно: набір ґрунту ковшем, піднімання ковша та поворот на розвантаження, розвантаження, поворот у забій і опускання ковша. Забій — робоча зона екскаватора, де розташовуються стоянка машини та транспортні засоби для переміщення ґрунту (автосамоскиди) або відвал ґрунту.

Для траншей, що розташовані паралельно осі А, розробка ведеться лобовим забоєм; інші траншеї, паралельні осі 1, розробляються боковим забоєм з навантаженням ґрунту у відвал або на автосамоскиди. Для руху транспортних засобів передбачена одностороння дорога шириною 3,5 м.

Нагляд за земляними роботами здійснюється постійно. Завершення робіт фіксують при досягненні проектної відмітки дна траншеї, контроль здійснюється ходовою візиркою та неозброєним оком через ребра постійних візирок. Зворотна засипка ґрунту виконується бульдозером з подальшим ущільненням електротрамбівками.

Контроль якості земляних робіт проводять відповідно до технологічної документації та вимог [22]. Оцінюють правильність очищення території, виносу осей, відведення поверхневих вод, вертикальні відмітки дна траншеї, крутизну відкосів, якість кріплення стінок, підготовку основи насипу, товщину та ущільнення шарів ґрунту, відповідність проектним відміткам і укосам. Допустимі відхилення від проектних параметрів: відмітки спланованої поверхні  $\pm 5$  см, поздовжній укос дна траншеї  $\pm 0,0005$ , укос спланованої площадки  $\pm 0,001$ .

Завершена земляна споруда приймається після огляду та перевірки виконавчих креслень з фіксацією допущених відхилень. У роботі екскаватор Є-340Б обраний як оптимальний варіант для риття неглибоких траншей з нижнім розташуванням стоянки екскаватора, що забезпечує економічність і ефективність процесу.

### **3.2 Визначення трудомісткості будівельних процесів**

Експлуатаційну продуктивність скрепера можна визначити за стандартною формулою, що враховує об'єм ґрунту, який набирається за один цикл, тривалість циклу та коефіцієнти використання[22]:

$$Pe = \frac{3600 \cdot t_3 \cdot q \cdot K_m \cdot K_c \cdot K_h}{t_c}$$

q-місткість ковша екскаватора, м<sup>3</sup>

t<sub>3</sub>-тривалість зміни; t<sub>3</sub>=8 год;

тц-тривалість циклу роботи скрепера;

$K_M$ ,  $K_C$ ,  $K_H$ - коефіцієнти використання місткості ковша, скрепера та впливу глибини стружки відповідно.

$$K_M = \frac{K_H}{K_P}$$

$K_H$ - коефіцієнт наповнення ковша скрепера;  $K_H=0,75$ ;

$K_P$ - коефіцієнт роботи скрепера[22];  $K_P=1,15$ .

$$t_H = \frac{3.6 \cdot L_H \cdot k_{mn}}{V_H}$$

$L_H$  - довжина шляху набору ґрунту[22];

$k_{mn}$  - коефіцієнт враховуючий розгін та зупинку скрепера,  $k_{mn}=1,2$ ;

$V_H$  - швидкість різання ґрунту

$$L_H = \frac{2 \cdot q \cdot k_M \cdot (1 + kn)}{a \cdot h_C}$$

$q$  - місткість ковша скрепера,  $m^3$

$k_M$  - коефіцієнт використання місткості ковша;

$kn$ - коефіцієнт призми волочіння;

$h_C$  - висота стружки скрепера, м

$a$  - ширина різання ґрунту, м.

Час виконання роботи скрепером визначається за формулою[10]

$$T = \frac{V_M}{Pe}$$

$V_M$  -обсяг виконуваних робіт,  $m^3$ ;  $V_M=11266,23m^3$

Приймаємо такі умовності для розрахунку рухів скрепера[22]:

- Відстань руху порожнього скрепера  $L_3$  дорівнює середній відстані транспортування  $L_{cp}$ ;
- Відстань руху завантаженого скрепера  $L_H$  визначається як різниця між середньою відстанню транспортування  $L_{cp}$  та відстанню завантаження скрепера  $L_3$ ;

- Відстань розвантаження  $L_p$  приймається рівною відстані завантаження скрепера  $L_3$ .

Таким чином, для обчислення повного циклу роботи враховуються всі три основні етапи руху скрепера[22]: порожній хід до місця завантаження, хід із завантаженим ґрунтом до місця розвантаження, та відстань розвантаження ґрунту.

$$t_{\Sigma} = t_H + \frac{L_{CP} - L_3}{V_3} + \frac{L_p}{V_p} + \frac{L_3}{V_H} + n \cdot T_n, \text{ с}$$

$t_H$  - час завантаження скрепера, с;

$L_{CP}, L_3, L_p, L_3$  - відстані середнього переміщення ґрунту, завантаження скрепера, розвантаження скрепера, руху пустого скрепера відповідно, м;

$V_3, V_p, V_H$  - швидкості руху завантаженого скрепера, розвантаження, руху пустого скрепера відповідно

$n$  - кількість поворотів,  $n=4$ ;

$T_n$  - час на один поворот, с;  $T_n=15$  с.

### **Перший варіант скрепер Д-478 [10]**

$$K_M = \frac{0.75}{1.15} = 0.65$$

$$L_H = \frac{2 \cdot 7 \cdot 0.65 \cdot (1+0.1)}{2.65 \cdot 0.3} = 12.6 \text{ м}$$

$$t_H = \frac{3.6 \cdot 12.6 \cdot 1.2}{1.6} = 34,02 \text{ с}$$

$$t_{\Sigma} = 34.02 + \frac{149.21 - 12.6}{1.25} + \frac{12.6}{1.78} + \frac{149.21}{2.78} + 4 \cdot 15 = 264,06 \text{ с}$$

$$P_e = \frac{3600 \cdot 8 \cdot 7 \cdot 0.65 \cdot 0.8 \cdot 1}{264.06} = 397 \text{ м}^3/\text{зм}$$

$$T = \frac{11266,23}{397} = 28.4 \text{ зм}$$

### **Другий варіант скрепер Д-223[10]**

$$K_M = \frac{0.75}{1.15} = 0.65$$

$$L_H = \frac{2 \cdot 10 \cdot 0.65 \cdot (1+0.1)}{2.82 \cdot 0.32} = 15.85 \text{ м}$$

$$t_H = \frac{3.6 \cdot 15.85 \cdot 1.2}{1.8} = 38.04 \text{ с}$$

$$t_{\Sigma} = 38.04 + \frac{149.21 - 15.85}{1.44} + \frac{15.85}{1.75} + \frac{149.21}{3.06} + 4 \cdot 15 = 248.5 \text{ с}$$

$$P_e = \frac{3600 \cdot 8 \cdot 10 \cdot 0.65 \cdot 0.8 \cdot 1}{248.5} = 602.7 \text{ м}^3/\text{зм}$$

$$T = \frac{11266.23}{602.7} = 18.7 \text{ зм}$$

Експлуатаційна продуктивність екскаватора розраховується за формулою[22], яка враховує об'єм ґрунту, що видобувається за один робочий цикл, та тривалість цього циклу:

$$P_e = \frac{3600 \cdot t_z \cdot q \cdot K_M \cdot K_C}{t_{\Sigma}}, \text{ м}^3/\text{зм}$$

q-місткість ковша екскаватора, м<sup>3</sup>

t<sub>z</sub>-тривалість зміни; t<sub>z</sub>=8 год;

t<sub>ц</sub>-тривалість циклу роботи екскаватора

K<sub>М</sub>, K<sub>ч</sub>- коефіцієнти використання місткості ковша екскаватора та часу роботи.

$$K_M = \frac{K_H}{K_P}$$

K<sub>н</sub>- коефіцієнт наповнення ковша екскаватора; K<sub>н</sub>=0,9;

K<sub>р</sub>- коефіцієнт роботи екскаватора; K<sub>р</sub>=1,15.

Тривалість виконання робочого процесу екскаватором визначається за формулою[22], що враховує час, необхідний для повного циклу операцій: набір ґрунту ковшем, підйом, поворот до місця розвантаження, розвантаження та повернення ковша у вихідне положення:

$$V_M - \text{обсяг виконуваних робіт, м}^3; V_M = 2218,6 \text{ м}^3$$

### **Перший варіант екскаватор Є-5150[10]**

$$K_M = \frac{0.9}{1.15} = 0.783$$

$$P_e = \frac{3600 \cdot 8 \cdot 0.5 \cdot 0.783 \cdot 0.65}{15} = 488,59 \text{ м}^3/\text{зм}$$

$$T = \frac{2218.6}{488.59} = 4.54 \text{ зМ}$$

### Другий варіант екскаватор Є-340Г[10]

$$K_M = \frac{0.9}{1.15} = 0.783$$

$$Pe = \frac{3600 \cdot 8 \cdot 0.4 \cdot 0.783 \cdot 0.65}{14} = 418.8 \text{ м}^3/\text{зМ}$$

$$T = \frac{2218.6}{418.8} = 5.3 \text{ зМ}$$

### Розрахунок необхідної кількості автосамоскидів

Розрахунок тривалості навантаження одного автосамоскида проводиться з урахуванням часу, необхідного екскаватору для повного циклу операцій[22]: набір ґрунту ковшем, підйом ковша, поворот до самоскида та його завантаження.

$$t_H = \frac{M}{N_T \cdot k}$$

M- кількість ковшів потрібна для завантаження кузова автосамоскида, перевантаження не більше 10%;

N- кількість циклів екскаватора за хвилину;

k- коефіцієнт який залежить від організації роботи транспорту;  $k=0,75$ ;

$$M = \frac{Q}{q \cdot k_E}$$

Q- вантажопідйомність транспортної одиниці,  $\text{м}^3$ ;

q-геометрична місткість ковша,  $\text{м}^3$

$k_E$ - коефіцієнт використання місткості ковша;  $k_E=0,9$ .

$$N_T = \frac{60 \cdot k_B}{t_u}$$

$k_B$ - коефіцієнт використання по часу;  $k_B=0,75$ ;

$t_u$ - тривалість циклу екскаватора

$$Q = \frac{q}{p}$$

q-геометрична місткість ковша, м<sup>3</sup>  
p- щільність ґрунту; p=1,7 т/м<sup>3</sup>.

Для першого варіанту визначають технічні параметри робочого процесу, які включають:

1. Вид екскаватора та автосамоскида – Екскаватор Є-5150 і автосамоскид МАЗ-205.
2. Об'єм ковша екскаватора – V<sub>к</sub>, м<sup>3</sup>, який визначає кількість ґрунту, що береться за один підхід.
3. Циклічний час роботи екскаватора – t<sub>ц</sub>, хв, включає набір ґрунту, підйом ковша, поворот до самоскида та розвантаження.
4. Час завантаження одного самоскида – t<sub>з</sub>, хв, який визначається з урахуванням циклу екскаватора.
5. Експлуатаційна продуктивність екскаватора – Q<sub>е</sub>, м<sup>3</sup>/год, розраховується на основі об'єму ковша та кількості циклів на годину.
6. Продуктивність автосамоскида – Q<sub>а</sub>, м<sup>3</sup>/год, визначається об'ємом кузова та швидкістю завантаження й транспортування.

На основі цих параметрів здійснюється розрахунок необхідної кількості самоскидів та тривалості робіт[22].

$$N_T = \frac{60 \cdot 0.75}{15} = 3 \text{ цикла за хв}$$

$$Q = \frac{5}{1.7} = 2.9 \text{ м}^3$$

$$M = \frac{2.9}{0.5 \cdot 0.9} = 6.4 \approx 7$$

$$\text{Перенавантаження складає[22]: } \Delta = \frac{7 - 6.4}{6.4} \cdot 100\% = 9.37\% < 10\%$$

$$t_H = \frac{7}{3 \cdot 0.75} = 3.11 \text{ хв.}$$

Другий варіант

$$N_T = \frac{60 \cdot 0.75}{14} = 3.21 \text{ цикла за хв}$$

$$Q = \frac{5}{1.7} = 2.9 \text{ м}^3$$

$$M = \frac{2.9}{0.4 \cdot 0.9} = 8.05 \approx 8$$

Перенавантаження буде[22]:

$$\Delta = \frac{8.05 - 8}{8} \cdot 100\% = 0,63\% < 10\%$$

$$t_H = \frac{8}{3.21 \cdot 0.75} = 3.32 \text{ хв.}$$

Час транспортування автосамоскида

$$t = \frac{2 \cdot L}{\frac{V_{CEP}}{60}}$$

L- відстань транспортування ґрунту, км; L=10 км

$V_{CEP}$  - середня швидкість транспортування, км/год;  $V_{CEP} = 25$  км/год

(дивись таблицю 13 [10,22]);

60- коефіцієнт переводу км/год у км/хв.

$$t = \frac{2 \cdot 10}{\frac{25}{60}} = 48 \text{ хв.}$$

Час одного циклу автосамоскида

$$T_{Ц} = t_H + t + t_{PM} + t_M$$

$t_{PM}$  - час розвантаження з маневруванням, хв;  $t_{PM} = 1,9$  хв;

$t_M$  - час маневрування при завантаженні, хв;  $t_M = 1,33$  хв;

$$T_{Ц} = 3.32 + 48 + 1.9 + 1.33 = 54,55 \text{ хв.}$$

Кількості рейсів за зміну[22]

$$N_P = \frac{t_{3M}}{T_{Ц}}$$

$t_{3M}$  - тривалість зміни, хв.;  $t_{3M} = 480$  хв.

$$N_P = \frac{480}{54.55} = 8.8 \approx 9 \text{ рейсів}$$

Для розрахунку обсягів виконання робіт визначаються[22]:

1. Земляні роботи – об'єм розробки ґрунту при плануванні майданчика, ритті траншей, виїмках та насипах.

2. Наземні роботи – об'єми бетонних, армувальних, мурувальних та інших робіт по зведенню адміністративного корпусу.

Всі результати підрахунків заносять у зведену таблицю обсягів робіт, де зазначаються:

- Вид робіт
- Місце виконання
- Об'єм у м<sup>3</sup> або м<sup>2</sup>
- Кількість робочих циклів або одиниць конструкцій

Такий підхід дозволяє наочно представити всі обсяги робіт для подальшого планування механізації та матеріально-технічного забезпечення.

## Відомість обсягів основних будівельних робіт

№ ря- дка	Найменування робіт	Оди- ниця ви- міру	Обсяг будівельно-монтажних ро- біт			
			всього	в тому числі по кварта- лах		
				I	II	III
А	Б	В	1	2	3	4
1	Земляні роботи					
	- зрізка рослин- ного ґрунту	м <sup>3</sup>	254	254	-	-
	- виїмка траншей	м <sup>3</sup>	474	474	-	-
	- засипка пазух	м <sup>3</sup>	485	485	-	-
2	Монолітний бе- тон і залізобетон	м <sup>3</sup>	109	109	-	-
3	Збірний залізобе- тон	м <sup>3</sup>	280	140	140	-
4	Цегляна кладка	тис.шт	246	120	126	-
5	Покрівля-де- рев'яні конструк- ції	м <sup>3</sup>	21	-	21	-
6	Покрівля- асбо- цем. листи	м <sup>2</sup>	610	-	610	-
7	Теплова ізоляція	м <sup>2</sup>	1900	-	1000	900
8	Штукатурка	м <sup>2</sup>	4500	-	2500	2000
9	Кабель силовий	м	30	-	30	-
10	Труби сталеві 15- 89 мм	м	1000	-	1000	-
11	Труби пластма- сові 25-63 мм	м	560	-	560	-
12	Підлоги	м <sup>2</sup>	900	-	400	500

### 3.4. Проектування календарного графіка

Календарний графік будівельного процесу проектується з урахуванням технологічної послідовності виконання робіт на загальнобудівельні процеси. Основними вихідними даними для складання графіка є [10,22]:

1. Трудомісткість кожного будівельного процесу, яка визначається відповідно до локальних кошторисів та норм часу виконання робіт.
2. Обсяги робіт.
3. Наявні ресурси, включаючи робочу силу, механізацію та матеріали.
4. Технологічні взаємозв'язки процесів, які визначають порядок їх виконання: одні роботи не можуть починатися до завершення попередніх (наприклад, бетонні роботи не можна почати до підготовки підстави).
5. Умови будівельного майданчика, такі як погодні обмеження, доступність транспортних під'їздів, наявність тимчасових споруд та інженерних мереж.

Проектування графіка здійснюється поетапно:

- Виділяються основні блоки робіт (земляні, фундаментні, конструктивні, покрівельні, внутрішні).
- Визначається тривалість кожного етапу на основі трудомісткості та продуктивності залучених засобів механізації та робітників.
- Встановлюються залежності між етапами (послідовність та одночасне виконання деяких процесів).
- Складається графічна схема календарного плану, де по горизонтальній осі відкладається час, а по вертикальній – види робіт.
- При необхідності враховуються резерви часу на непередбачені обставини, погодні умови та затримки в постачанні матеріалів.

Результатом проектування календарного графіка є збалансований план робіт, який забезпечує раціональне використання ресурсів, скорочує простой обладнання і виконавців, та дозволяє своєчасно завершити будівництво.

### 3.5. Проектування будгенплану та розрахунок площі складів

Планування будівельного генерального плану (будгенплану) включає визначення розташування всіх основних і допоміжних об'єктів на будівельному майданчику: будівельних корпусів, тимчасових споруд, під'їзних шляхів, складів матеріалів та зон зберігання техніки.

Розрахунок площі складів

Для об'єктів, таких як побудівельні склади ПВР, площу складів визначають з урахуванням:

- виду та кількості матеріалів, які зберігатимуться;
- норм складування, що забезпечують безпечне розміщення матеріалів;
- вимог техніки безпеки та протипожежних норм.

Кількість матеріалу, яку необхідно мати на складі з урахуванням нерівномірності постачання та використання, визначається за формулою [10,22]

$$P_{\text{зан}} = \frac{Q}{T} HLK,$$

$Q$  - загальна потреба (кількість матеріалу);

$T$  - період витрат матеріалу, дні;

$H$  - норма запасу, дні.

Розрахункова площа складування матеріалу визначається за формулою [22]

$$S_p = \frac{P_{\text{зан}}}{R_{\text{ск}} B},$$

$R_{\text{ск}}$  - норма складування матеріалу на 1 м<sup>2</sup> корисної площі;

$B$  - коефіцієнт використання складу.

### 3.6. Визначення потреби в тимчасових адміністративних та санітарно-побутових будівлях

Для обслуговування робітників на будівельному майданчику передбачаються тимчасові споруди різного призначення:

- адміністративні — контора;

- побутові — кімната відпочинку, гардероб із душем, їдальня або буфет для приймання їжі;
- допоміжні — сушарні для одягу, приміщення для обігрівання, туалети тощо.

Проектування тимчасових будівель у складі ПВР здійснюється за наступною послідовністю:

1. Визначення загального обсягу тимчасового будівництва;
2. Аналіз можливості використання існуючих або новозбудованих постійних споруд для потреб будівництва;
3. Розрахунок кількості та потужності тимчасових будівель, які необхідно спорудити на майданчику;
4. Проектування розташування тимчасових споруд на будівельному майданчику з урахуванням зручності доступу та безпеки.

Потребу в адміністративних та санітарно-побутових спорудах визначають, виходячи з розрахункової чисельності працюючих, а максимальну кількість робітників за зміну беруть за піком графіка робітників на майданчику.

Площу тимчасових будівель обчислюють відповідно до існуючих нормативних показників, а тип споруди та її конструктивне виконання обирають на основі техніко-економічного порівняння варіантів.

Таблиця 3.2.

#### Розрахунок працівників

Категорія працюючих	Відсоток кількості робітників	Кількість працюючих
Максимальна кількість робітників у зміну	21	17
Робітники у дві зміни	36	31
ІТР	6	5
Службовці	3	2
МОП	1	1
Разом		25

Таблиця 3.3.

## Площі тимчасових будівель

Назва будівлі	Розрах-к-сть працюючих, чол	Розрах. показ-ник площі, м <sup>2</sup>	Площа за розрахунком, м <sup>2</sup>	Прийнята площа, м <sup>2</sup>	Тип будівлі серія за УТС	Розміри в плані, м	К-сть будівель
1. Гардеробні	35	0,4	39,5	52,7	контейнер. 420-13-2	6х3,3х2,8	3
2. Душеві	20	0,29	14,3	31,2	пересувний. ВД-ІМ	10,5х3,1х3,9	1
3. Приміщення для обігріву	22	0,2	5,6	11,4	контейнер. 420-04-9	6х2,7х3	1
4. Туалет	27	0,07	3,5	12,3	контейнер. 420-04-23	6х2,7х3	1
5. Буфет	25	0,5	21,6	24,4	пересувний. 420-01-5	9х2,7х3,8	1
6. Контора	3	4	12,3	22,4	пересувний. 420-01-3	9х2,7х2,8	1

## 4. НАУКОВИЙ РОЗДІЛ

### 4.1. Вступ

Енергоефективність будівельних конструкцій відіграє ключову роль у забезпеченні комфортних умов перебування людей та зменшенні експлуатаційних витрат на опалення й охолодження приміщень. Особливої уваги потребує раціональний вибір віконних конструкцій, адже вони формують значну частину зовнішньої огороджувальної поверхні будівлі і прямо впливають на теплові втрати, освітленість та загальну енергоефективність будівлі.

Двоповерховий адміністративний будинок загальною площею 1008 кв.м., що проектується у місті Добротвір Львівської області, є прикладом споруди з підвищеними вимогами до енергетичних характеристик. Врахування кліматичних особливостей регіону, таких як середньорічна температура, інтенсивність опадів і сезонні коливання, дозволяє здійснити оптимальний вибір віконних систем для забезпечення мінімальних теплових втрат.

Науковий розділ присвячено економічному аналізу енергоефективності вікон, що включає оцінку тепловтрат через віконні конструкції, порівняння різних типів склопакетів та профільних систем, а також визначення економічної доцільності їх застосування. Метою дослідження є визначення оптимального рішення щодо вікон, яке забезпечить баланс між енергоефективністю та витратами на встановлення і експлуатацію, що є особливо актуальним у сучасних умовах підвищення тарифів на енергоресурси та посилення екологічних вимог до будівництва.

Результати аналізу дозволять не лише зменшити експлуатаційні витрати на енергоресурси, а й сприятимуть підвищенню комфорту та тривалості служби будівлі, а також можуть бути використані як рекомендації для проектування адміністративних та громадських будівель у подібних кліматичних умовах.

## **4.2. Аналіз типів віконних систем та їх теплотехнічних характеристик**

Віконні конструкції відіграють ключову роль у формуванні енергетичного балансу будівлі. Для двоповерхового адміністративного будинку площею 1008 кв.м. у м. Добротвір розглядаються наступні типи віконних систем:

### **1. Однокамерні склопакети з металопластиковим профілем**

- коефіцієнт теплопередачі  $U \approx 2,8 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ ;
- економічно доступний варіант, але значні тепловтрати.

### **2. Двокамерні склопакети з металопластиковим профілем**

- $U \approx 1,5-1,6 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ ;
- знижені тепловтрати, оптимальне співвідношення ціни та ефективності.

### **3. Триплексні або енергозберігаючі склопакети (Low-E)**

- $U \approx 0,9-1,1 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ ;
- висока теплоізоляція, зменшення енергоспоживання на опалення до 30–40%, але більша вартість установки.

Для кожного типу вікон визначається площа скління будівлі та кількість віконних блоків. Наприклад, для фасаду будівлі з площею зовнішніх стін  $650 \text{ м}^2$  при склінні 25% загальної площі припадає приблизно  $162,5 \text{ м}^2$  вікон.

## **4.3. Розрахунок тепловтрат через віконні конструкції**

Тепловтрати через вікна визначаються за формулою[29]:

$$Q = U \cdot A \cdot \Delta T \cdot t$$

Q — тепловтрати, Вт;

U — коефіцієнт теплопередачі вікна,  $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$ ;

A — площа скління,  $\text{м}^2$ ;

$\Delta T$  — різниця температур всередині та зовні будівлі, К;

t — час опалювального періоду, год.

Проведено розрахунок для середньої зимової різниці температур  $\Delta T = 25^\circ\text{C}$  та опалювального періоду 4800 годин на рік.

### **Розрахунок тепловтрат і економічної ефективності віконних систем**

Вхідні припущення та вихідні дані

- Площа скління будівлі (площа вікон) —  $A = 162,5 \text{ м}^2$  (припущено, як  $\sim 25\%$  площі фасадів, але ви можете скоригувати за своїм планом).
- Опалювальний період  $t$  — 4800 год/рік (приблизно 200 днів  $\times$  24 год).
- $\Delta T$  — середня різниця температур «всередині – зовні» в опалювальний сезон =  $25^\circ\text{C}$  (наприклад, середня температура всередині  $+20^\circ\text{C}$ , зовні  $-5^\circ\text{C}$ ).
- Вартість тепла (наприклад, газ/котельня): припустимо  $C_{\text{тепла}} = 3000$  грн/Гкал  $\approx 0,3$  грн/кВт·год. (Це умовне; замініть на актуальну у вашому регіоні).
- Додаткові інвестиційні витрати на встановлення «покращеного» вікна (порівняно з базовим):
  - однокамерні — базові,
  - двокамерні —  $+20\%$  вартості,
  - енергозберігаючі (Low-E) —  $+40\%$  вартості.
- Базова вартість установки базового вікна (однокамерного) — умовно  $C_0 = 1000$  €/м<sup>2</sup> (замініть на реальну згідно кошторису).

#### **4.3.1. Розрахунок річних тепловтрат $Q_{\text{рік}}$**

Формула[29]:

$$Q_{\text{рік}} = U \cdot A \cdot \Delta T \cdot t$$

## Результати розрахунку річних тепловтрат

Тип вікна	U, Вт/(м <sup>2</sup> ·К)	Площа, м <sup>2</sup>	Тепловтрати за опалювальний сезон, кВт·год/рік
Однокамерне	2,80	162,5	$2.8 \times 162.5 \times 25 \times 4800 / 1000 \approx 172\ 800$ кВт·год/рік
Двокамерне	1,55	162,5	$1.55 \times 162.5 \times 25 \times 4800 / 1000 \approx 95\ 760$ кВт·год/рік
Low-E	1,00	162,5	$1.0 \times 162.5 \times 25 \times 4800 / 1000 \approx 61\ 800$ кВт·год/рік

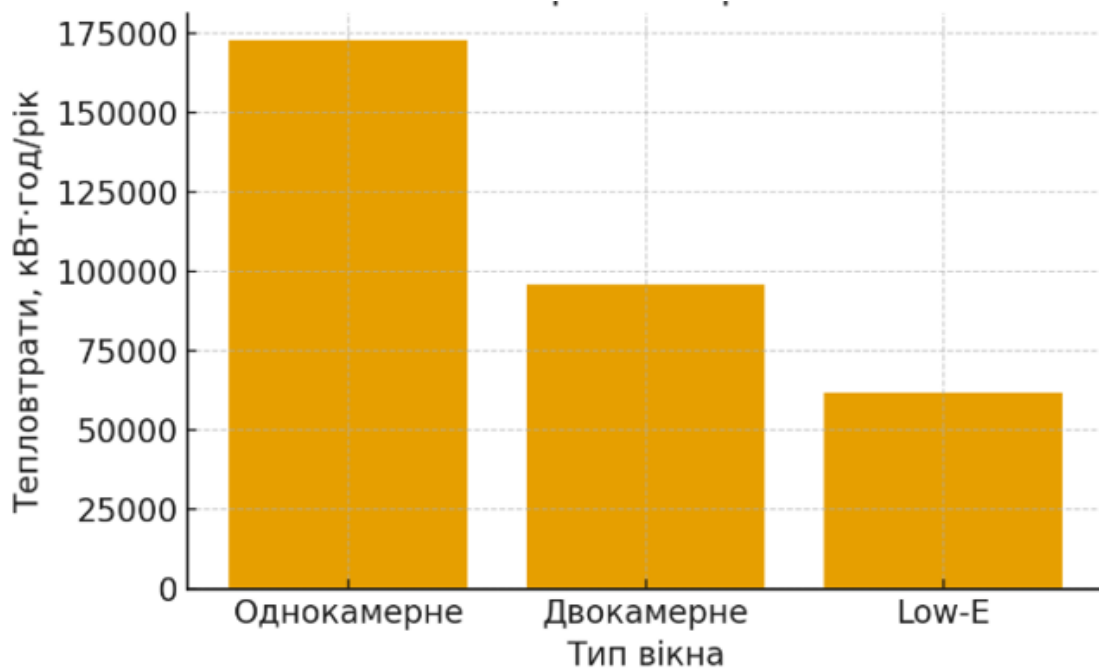


Рис.4.1. Тепловтрати через вікна

## 4.3.2. Річні витрати на опалення через втрати через вікна[29]

$$\text{Вартість: } C_{\text{втрати}} = Q_{\text{рік}} \cdot C_{\text{тепла}}$$

## Результати розрахунку річних витрат на опалення

Тип вікна	Річні тепловтрати, кВт·год	Вартість, грн/рік
Однокамерне	172 800	$172800 \times 0.3 \approx 51\,840$ ₴
Двокамерне	95 760	$95\,760 \times 0.3 \approx 28\,730$ ₴
Low-E	61 800	$61\,800 \times 0.3 \approx 18\,540$ ₴

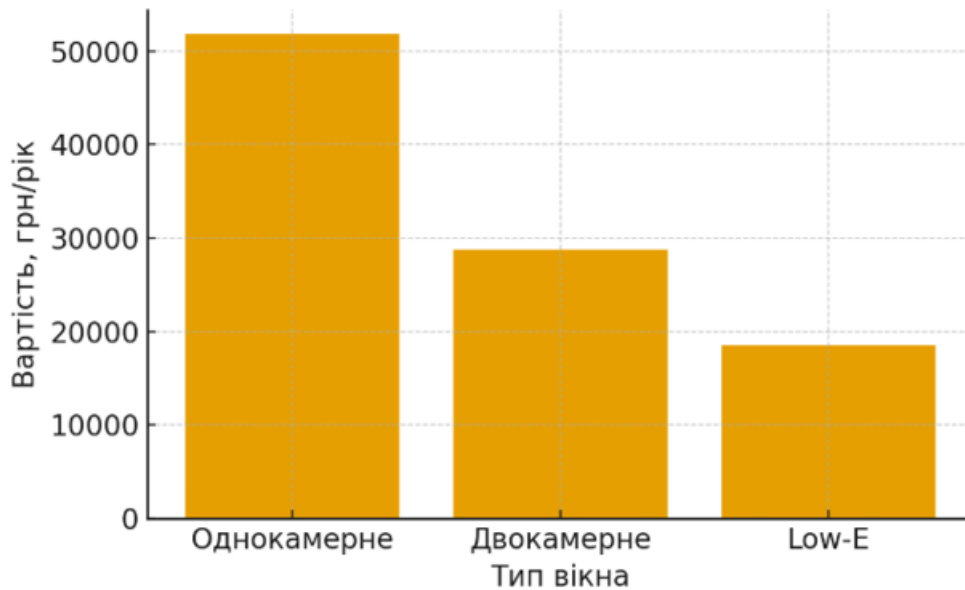


Рис.4.2. Річні витрати на опалення через вікна

Економія на опаленні в порівнянні з однокамерним:

- Двокамерне:  $\sim 23\,110$  ₴/рік
- Low-E:  $\sim 33\,300$  ₴/рік

#### 4.3.3. Термін окупності

Додаткові інвестиційні витрати[21]:

- Двокамерне:  $C_1 = C_0 \times 1.20 = 1200\text{€}/\text{м}^2 \rightarrow 1200 \times 162.5 = 195\,000\text{€}$
- Low-E:  $C_2 = C_0 \times 1.40 = 1400\text{€}/\text{м}^2 \rightarrow 1400 \times 162.5 = 227\,500\text{€}$

Тоді термін окупності[21]:

$$T_{\text{окупності}} = \frac{C_{\text{додаткові}}}{E_{\text{економія/рік}}}$$

Таблиця 4.3

Результати розрахунку терміну окупності

Варіант	Додаткові витрати, €	Річна економія, €/рік	Окупність, роки
Двокамерне	195 000	23 110	≈ 8,4 роки
Low-E	227 500	33 300	≈ 6,8 роки

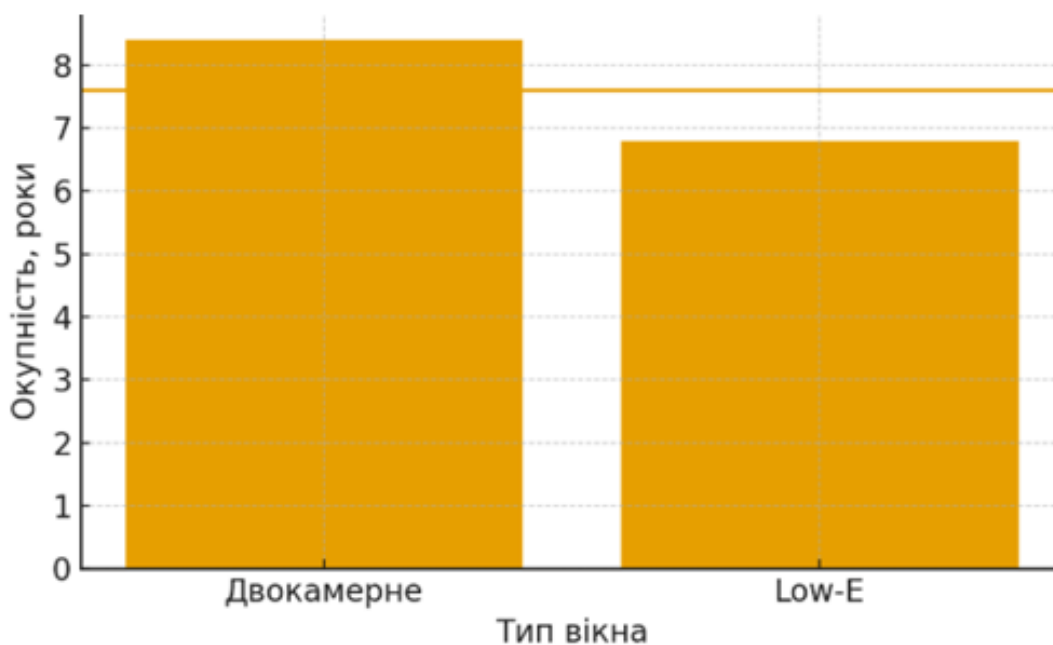


Рис.4.3. Термін окупності вікон

## **Висновки**

1. Однокамерні склопакети мають найбільші тепловтрати — близько *172 800 кВт·год/рік*, що у 2,8 рази більше, ніж у Low-E вікон. Це робить їх найменш енергоефективним варіантом.
2. Двокамерні склопакети забезпечують помітне зниження тепловтрат — до *95 760 кВт·год/рік*. Це дає істотне скорочення витрат на опалення, але їх енергоефективність все ще помітно нижча, ніж у сучасних Low-E систем.
3. Low-E вікна демонструють найменші тепловтрати — лише *61 800 кВт·год/рік*, що робить їх найефективнішим рішенням серед розглянутих.
4. Річні витрати на опалення суттєво залежать від типу вікон:
  - Однокамерні — *51 840 грн/рік*
  - Двокамерні — *28 730 грн/рік*
  - Low-E — *18 540 грн/рік*

Перехід на Low-E дає економію понад *33 000 грн/рік* у порівнянні з однокамерними склопакетами.

5. Термін окупності показує економічну доцільність модернізації:
  - Двокамерні — *8,4 року*
  - Low-E — *6,8 року*

Хоча Low-E дорожчі, їх економічний ефект швидше повертає інвестиції.

6. Low-E вікна мають найкраще співвідношення вартість/ефективність, оскільки забезпечують найбільшу економію при найменшому терміні окупності.

## **Рекомендації**

1. Для новобудов і реконструкцій доцільно застосовувати Low-E склопакети, оскільки вони забезпечують максимальне зменшення втрат тепла та найшвидшу окупність.

2. У випадку обмеженого бюджету, але з потребою зменшити витрати на опалення, можливий перехід на двокамерні склопакети, які суттєво зменшують тепловтрати, хоча й не так ефективно, як Low-E.

3. Використання однокамерних склопакетів не рекомендується, особливо в умовах клімату з низькими зимовими температурами, через їхню низьку енергоефективність та значні щорічні витрати на опалення.

4. При розробці проектів слід враховувати не лише первинну вартість вікон, але й довгострокові експлуатаційні витрати — це дозволяє обґрунтувати оптимальне інженерне рішення.

5. Для підвищення енергоефективності будівлі рекомендовано комбінувати установку Low-E вікон з іншими заходами (утеплення стін, даху, підлоги), що дасть комплексний ефект.

6. У звіті чи проектній документації варто підкреслювати переваги Low-E склопакетів як найбільш економічно обґрунтованого та енергоефективного рішення.

## **5. ОХОРОНА ПРАЦІ**

### **5.1. Характеристика проектного об'єкта**

Будинок двоповерховий прямокутної форми в плані з розмірами сторін 12,0x42,0 м з відміткою рівня підлоги першого поверху 0,600 м і висотою до карнизу 6,8 м.

Композиційне вирішення будинку-симетричне. В композиційному центрі знаходиться головний вхід на спортивну арену, запроектований в рівні першого поверху, шириною 6,0 м і оформлений у вигляді арки заклої в верхній своїй частині, яка наскрізь перерізає об'єм горища будинку.

В торцях будинку виділені об'єми поздовжньо розташованих сходових кліток з відміткою верху покрівлі 12.3 м.

Відмітки верху покрівлі будинку і вхідної арки відповідно 10,0 м і 11,4 м. Зі сторони спортивної арени до будинку примикають трибуни для уболівальників облаштовані козирком.

На першому поверсі, висотою приміщень 3,3 м, розташовані два головних входи в будинок з вхідними тамбурами, вестибюлями і сходовими клітками, приміщення спортивних роздягалок для двох команд на 40 чоловік кожна, приміщення сауни з окремим входом з вулиці і приміщення буфету на 12 посадочних місць.

У складі спортивних роздягалок передбачені санітарно-побутові приміщення, мед кімната, кімната тренерів і кімната для інструктажу спортивної команди.

З приміщень спортивних роздягалок передбачені самостійні виходи на спортивну арену по пандусах з ухилом 1:8.

На другому поверсі, з відміткою підлоги 3,600 м і висотою приміщень 3,0 м, розташовані тренажерний зал, більярдна, душові кабінки для чоловіків і жінок,

кімната для прийому спортивних делегацій, бар, кімната суддів, радіовузол і адміністративні приміщення.

В центральній частині поверху, над головним входом на спорт арену, передбачено двосвітне приміщення для експозиції спортивних досягнень з елементами озеленення. З приміщення холу, тренажерного залу і кімнати прийому делегацій передбачені входи в ложі глядацьких трибун.

Будівля з неповним каркасом. Огороджуючі і несучі конструкції складають зовнішні цегляні стіни. Несучі конструкції покриття – дерев'яні крокви, на які опирається дерев'яна обрешітка і черепиця. Покрівля будинку - двоскатний горищний дах типу ГД-2, з зовнішнім організованим водостоком.

Передбачено одночасне знаходження до 50 чоловік в кожній секції будинку. Системи матеріального забезпечення будинку включають гаряче та холодне водопостачання, побутову зливну каналізацію, електро-, газопостачання та зв'язок.

Автомобільні під'їзди і стоянка покриваються асфальтобетоном густим із суміші, які укладаються в гарячому і теплому стані по гравійно-піщаній підготовці з укладкою бортового каменя.

Підходи до адміністративного корпусу викладаються тротуарною плиткою по піщаній основі.

## **5.2. Зовнішня природна небезпека**

Геологічні умови.

Ділянка проектного житлового будинку розташована в межах Львівського плато. Поверхня її не рівна з ухилом на північний схід, частково техногенно спланована. Абсолютні відмітки поверхні змінюються від 321,8 м до 324,5 м.

Сейсмічність регіону за шкалою MKS-64 – 6 балів. Основу будівлі складають супіщані ґрунти II категорії за сейсмічними властивостями за ДБН

В.1.1-12:2006. За результатами буріння свердловин та лабораторних досліджень на даній ділянці виявлено наступні інженерно-геологічні елементи: насипний ґрунт, рослинний ґрунт, супісок пластичний, глина напівтверда, пісок пилюватий

Сейсмічність майданчика будівництва – 6 балів (швидкість розповсюдження сейсмічних хвиль в ґрунті знаходиться в межах:  $500\text{ м/с} < V_s < 800\text{ м/с}$ ) за Табл.1.1 ДБН В.1.1-12:2006.

Кліматичні умови.

Регіон будівництва знаходиться у III сніговій та III вітровій зонах за ДБН В.1.2-2-2:2006.

Серед найбільш ймовірних природніх НС на території будівництва можливі: землетруси (6 балів); просідання ґрунтів (20 см); підтоплення (амплітуда коливань рівня ґрунтових вод складає  $\pm 1$  м.); снігопади (100 мм/доб); буревії (понад 30 м/сек); блискавки.

Тому необхідно врахувати сейсмічну небезпечність місцевості, можливість просідання і зсуву, характер і руйнівну силу найбільш частих стихійних лих і передбачити зміцнення конструкцій рам, покриття, сходових кліток а також особливу увагу приділити фундаментам враховуючи можливі підтоплення та просідання ґрунту.

### **5.3. Зовнішня техногенна безпека**

#### **Радіаційна безпека**

Об'єкт розташований в Західному регіоні України у м. Добротворі а для нього існує можливість радіоактивного зараження місцевості внаслідок можливих аварійних викидів радіоактивних речовин з енергоблоків Рівненської та Хмельницької АЕС. Радіаційне ураження людини є найбільш небезпечним, бо

відбивається і на наступних поколіннях. Тому протирадіаційний захист передбачає укриття мешканців житлового будинку у цокольних приміщеннях в разі виникнення радіаційної загрози.

### **Транспортна безпека**

Район поблизу житлового будинку промислово розвинений і як наслідок велике скупчення транспорту, що спричиняє ризик виникнення транспортних аварій.

### **Хімічна безпека**

Небезпеку становлять залізничні та автомобільні магістралі, що спричиняє викиди в атмосферу випари газів а також небезпеку при перевезенні СДОР, склади і бази СДОР, біологічно-небезпечні об'єкти (об'єкти комунального господарства, мікробіологічні підприємства), тому слід передбачити заходи по попередженню і евакуації.

## **5.4. Внутрішня небезпека**

### **Пожежо і вибухобезпека**

Причини виникнення пожежі і вибуху в будівлі можливі від недотримання протипожежних норм, через перевантаження і замикання електромереж, несправність газових мереж, через людський чинник - необережне поводження з вогнем.

Внаслідок виникнення пожежі, крім термічного ураження людей, можливе сильне задимлення, отруєння мешканців продуктами горіння. Тому протипожежна безпека у данних приміщеннях, виходить на перше місце. При пожежі небезпеку становить вогонь, дим (негативна дія на слизові оболонки очей, носа, горла; обмеження видимості) та продукти згоряння (утворення оксиду вуглецю, вуглекислого газу, діоксиду вуглецю, які призводять до задухи). Слід забезпечити приміщення засобами пожежогасіння та проектними рішеннями з обмеження поширення пожежі. Причиною вибуху можуть складати газо- повітряні суміші і несправність електромереж і обладнання.

## Електробезпека

Також встановлені електрощити під високою напругою, важливим є надійне проектування електромереж, їх поділ на окремі ділянки, що працюють незалежно, та аварійне дистанційне автоматичне відімкнення пошкоджених ділянок та всієї електромережі.

Найбільш уразливі місця проекту – сауна. Для підвищення електробезпеки та електричного опалення потрібно дотримуватись таких вимог:

Датчики, що використовуються для регулювання температури повітря, повинні мати можливість зміни уставки і бути розташовані на негорючій чи важкогорючій основі на висоті не менше ніж 1,8 м від підлоги. Допускається встановлення їх на горючій основі з підкладкою з негорючих матеріалів, завтовшки не менше ніж 3 мм.

Нагрівальні прилади, що призначені для стаціонарних систем електричного опалення з безпосереднім перетворенням електричної енергії в теплову повинні бути встановлені на поверхні з негорючого матеріалу, а відстань від них до горючих матеріалів і будівельних конструкцій, за винятком матеріалів груп горючості Г1 і Г2, має становити не менше ніж 0,25 м (якщо більша відстань не встановлена будівельними нормами або іншими нормативними документами).

Для ванних і душових приміщень додаткова система зрівнювання потенціалів є обов'язковою. При цьому слід передбачати:

- а) з'єднання між собою відкритих провідних частин усіх стаціонарних електроприймачів, РЕ-провідників цих електроприймачів і РЕ-провідників штепсельних розеток зі сторонніми провідними частинами (металевими ваннами, душовими піддонами, раковинами, металевими трубами водопроводу і опалення, металеві сіткою, яка закриває нагрівальні кабелі, закладені у підлогу тощо);
- б) з'єднання сторонніх провідних частин у зонах 1,2,3 (див. додаток Л) з такими ж частинами, що виходять за межі ванних і душових приміщень.

Якщо відсутнє електрообладнання з підключеними до системи зрівнювання потенціалів РЕ-провідниками, то сторонні провідні частини слід підключити до шини (затискача) РЕ квартирного або поверхового щитка.

Не допускається використання для саун, ванних і душових приміщень системи місцевого зрівнювання потенціалів.

Сауна повинна бути обладнана обмежувачем температури, який повинен відключати електронагрівач від мережі, якщо температура в зоні 4 (див. додаток М) перевищить 140 °С.

Класифікація зон електробезпеки у приміщеннях саун з електронагрівальними приладами. Приміщення саун розподіляються на чотири зони з наступними розмірами (див. рис. 5.1.):

- а) зона 1, в якій допускається розміщення тільки електронагрівальних приладів;
- б) зона 2, для якої вимоги щодо теплостійкості для електрообладнання не встановлюються;
- в) зона 3, в якій електрообладнання повинно витримувати температуру не нижче ніж 125 °С, а ізоляція проводів і кабелів - не нижче ніж 170 °С;
- г) зона 4, в якій повинні встановлюватися тільки пристрої керування приладами електронагрівання (термостати і обмежувачі температури) та електропроводка до них, Електропроводка повинна витримувати температуру не нижче ніж 170°С.

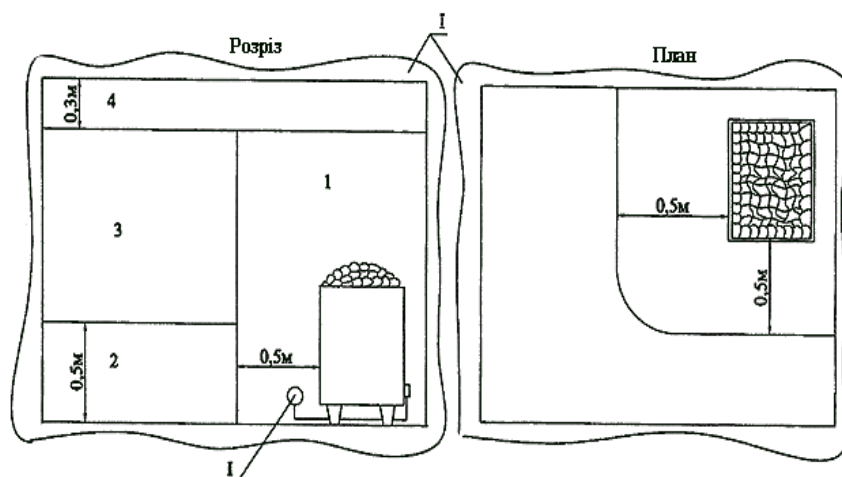


Рис. 5.1. Розподіл на чотири зони

## **Психофізіологічна безпека**

Ще одну внутрішню небезпеку для життя та здоров'я людини може становити паніка під час виникнення надзвичайної ситуації, в наслідок чого приймаються не правильні, завідома необдумані рішення, що може призвести до трагічних наслідків. Тому на кожному поверсі слід розмістити плани евакуації і забезпечити розмежування потоків мешканців під час евакуації.

### **5.5. Техніка безпеки на будівельному майданчику.**

*Організація будівельного майданчика, ділянок робіт і робочих місць.*

При організації будівельного майданчика, ділянок робіт і робочих місць повинна бути забезпечена безпека праці працюючих на всіх етапах виконання робіт. При розміщенні ділянок робіт, робочих місць, проїздів, проходів визначаються небезпечні для людей зони, у межах яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори. Небезпечні зони повинні бути позначені знаками безпеки й написами встановленого формату й форми.

Будівельний об'єкт розміщується вздовж вулиць, переходів загального використання. Тому необхідно відгородити його огорожею висотою 3м з козирком та тротуарами. Козирок влаштовуємо під кутом 20 градусів до горизонту довжиною 1,5м.

*Експлуатація будівельних машин.*

До початку робіт із застосуванням машин виконроб повинен визначити схему руху й місце установки машин, , указати способи взаємодії й сигналізації машиніста (оператора) з робітником – сигнальником, а також забезпечити надійне освітлення робочої зони.

При експлуатації машин повинні бути вжиті заходи, що попереджають їхнє перекидання або мимовільне переміщення при наявності ухилу місцевості.

*Вантажо-розвантажувальні роботи.*

Стропування вантажів варто робити інвентарним способом (стропами) або спеціальними вантажозахватними пристроями, виготовленим по затвердженому проекті. Способи стропування повинні виключати можливість падіння

#### *Ізоляційні роботи.*

При виконанні ізоляційних (гідроізоляційних, теплоізоляційних) робіт і застосуванні вогнебезпечних матеріалів, що також виділяють шкідливі речовини варто забезпечувати захист працюючих від впливу шкідливих речовин, а також від термічних і хімічних опіків.

#### *Земляні роботи.*

Проведення земляних робіт у зоні дії підземних комунікацій варто здійснювати під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра, а в охоронній зоні кабелів, що перебувають під напругою, або діючого газопроводу, крім того, під спостереженням працівників електро- і газового нагляду.

#### *Кам'яні роботи.*

При переміщенні й подачі на робоче місце вантажопідйомними кранами цегли, керамічних каменів і дрібних блоків варто застосовувати піддони, контейнери й вантажозахватні пристрої, що виключають падіння вантажу при підйомі.

#### *Бетонні й залізобетонні роботи.*

Опалубку яку застосовують для зведення монолітних конструкцій, необхідно застосувати відповідності із ППР, затвердженому у встановленому порядку.

При установці елементів опалубки в декілька ярусів, кожен наступний ярус варто встановити тільки після закріплення нижнього ярусу.

#### *Покрівельні роботи.*

Допуск робітників до виконання покрівельних робіт дозволяється після огляду виконробом або майстром разом із бригадою справності несучих конструкцій даху й огорожень.

Розміщуватити на даху матеріали допускається тільки в місцях, передбачених ППР, із застосуванням заходів, які б виключали їхнє падіння, в тому числі і від впливу вітру.

Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледі, туману, що виключає видимість у межах фронту робіт, грози й вітру швидкістю 15 м/с і більше.

#### *Оздоблювальні роботи.*

Малярські склади варто готувати, як правило, централізовано. При їхньому готуванні на будівельному майданчику необхідно використати для даної мети приміщення, обладнані вентиляцією, що не допускають перевищення гранично-допустимих концентрацій шкідливих речовин у повітрі робочої зони.

У місцях застосування нітрофарб й інших лакофарбових матеріалів і складів, що утворюють вибухонебезпечні пари, забороняються дії із застосуванням вогню та іскроутворення. Електропроводка в цих місцях повинна бути забезпечена або виконана у вибухобезпечному виконанні.

### **5.6. Висновок**

Для проектованої будівлі використано вказані вище принципи. А саме: радіаційна безпека, транспортна безпека, хімічна безпека, пожежо і вибухобезпека, електробезпека (особливу уваги звернути на сауну), психофізіологічна безпека та техніка безпеки на будівельному майданчику.

## 6. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

### 6.1. ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 02-01

на будівництво об'єкта:                      Двоповерховий адмінбудинок

Кошторисна вартість	28051.53	тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	2638.90	тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	7996.67	тис.грн.
Вимірник одиничної вартості	8433.00	грн
(будівельний об'єм =                      3326.4 м3)		

№ п/п	Номери кошторисів	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Базисна кошторисна вартість, тис. грн.					Кошторисна трудоміст., тис.люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис.грн.	Показн. одинич. вартості, грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	УРН	Загальнобудів. роботи	24948.0				24948.00	2469.85	7484.40	7500.00
2	УРН	Опалення	439.08				439.08	43.47	131.73	132.00
3	УРН	Вентиляція	598.75				598.75	59.28	179.63	180.00
4	УРН	Водопровід	199.58				199.58	19.76	59.88	60.00
5	УРН	Каналізація	119.75				119.75	11.86	35.93	36.00
6	УРН	Електроосвітлення	349.27				349.27	34.58	104.78	105.00
7	УРН	Технол. обладнання		0.00	1397.09		1397.09	0.11	0.33	420.00
		Всього	26654.44	0.00	1397.09	0.00	28051.5	2638.90	7996.67	8433.00

## 6.2.ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

### Двоповерховий адмінбудинок

№ п/п	Номери кошторисів	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Базисна кошторисна вартість			Інші витрати	Загальна розрах. кошт. вартість, тис. грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Глава 1	Підготовка території будівництва	266.54	0.00			266.54
		Всього для глави 1	266.54	0.00			266.54
	Глава 2	Основні об'єкти будівництва					
2	02_01	Двоповерховий адмінбудинок	26654.44	0.00	1397.09	0.00	28051.53
		Всього для глави 2	26654.44	0.00	1397.09		28051.53
3	Глава 3	Об'єкти підсобного та обслуговувального призначення	3465.08	0.00			3465.08
		Всього для глави 3	3465.08	0.00			3465.08
4	Глава 4	Об'єкти енергетичного господарства	0.00	0.00			0.00
		Всього для глави 4	0.00	0.00			0.00
5	Глава 5	Об'єкти транспортного господарства і зв'язку	0.00	0.00			0.00
		Всього для глави 5	0.00	0.00			0.00
6	Глава 6	Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, теплопостачання та газопостачання	1599.27	0.00			1599.27
		Всього для глави 6	1599.27	0.00			1599.27
7	Глава 7	Благоустрій та озеленення території	1599.27				1599.27
		Всього для глави 7	1599.27				1599.27
		Всього для глав 1-7	33584.60	0.00	1397.09	0.00	34981.69
8	Глава 8	Тимчасові будівлі і споруди	959.56	0.00			959.56
		Всього для глави 8	959.56	0.00			959.56
		Всього для глав 1-8	34544.16	0.00	1397.09	0.00	35941.25
9	Глава 9	Інші роботи і витрати					
						0.00	0.00
		Всього для глави 9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
		Всього для глав 1-9	34544.16	0.00	1397.09	0.00	35941.25

10	Глава 10	Утримання служби замовника і авторський нагляд						
11		Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд)					1078.24	1078.24
12		Здійснення авторського нагляду					0.05	0.05
		Всього для глави 10		0.00	0.00	0.00	1078.29	1078.29
13	Глава 11	Підготовка експлуатаційних кадрів					0.00	0.00
		Всього для глави 11		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	Глава 12	Проектні та вишукувальні роботи						
15		Кошторисна вартість проектно-вишукувальних робіт					10.36	10.36
		Всього для глави 12		0.00	0.00	0.00	10.36	10.36
		Всього для глав 1-12		34544.16	0.00	1397.09	1088.65	37029.90
		Кошторисний прибуток (П)		34544.16	0.00			34544.16
	ДБН Д.1.1-1-2000, Додаток 14, табл.3	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва (Р)					1333.08	1333.08
		Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами (І)					18514.95	18514.95
		Разом (гл1-12 + П + Р + І)		34544.16	0.00	1397.09	20936.68	56877.92
		Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва, всього					12626.90	12626.90
		В тому числі:	а) відрахування коштів у державний інноваційний фонд				568.78	568.78
		б) Відрахування коштів на виконання робіт та послуг з розвитку доріг загального користування					682.54	682.54
		в) ПДВ					11375.58	11375.58
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку		34544.16	0.00	1397.09	41873.36	77814.60
		Зворотні суми						143.93

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У магістерській роботі виконано комплексне проектування двоповерхового адміністративного будинку загальною площею 1008 м<sup>2</sup> у м. Добротвір Львівської області з повним циклом архітектурно-конструктивних, інженерних, технологічних, наукових та економічних рішень. Проведене дослідження дозволило сформувавши технічно обґрунтований, енергоефективний та економічно доцільний проєкт, який відповідає чинним нормативним документам та сучасним вимогам будівельної галузі.

У результаті виконання роботи отримано такі основні результати:

1. У архітектурно-будівельному розділі розроблено генеральний план території, об'ємно-планувальні та конструктивні рішення будівлі. Визначено функціональне зонування поверхів, обґрунтовано вибір конструкцій зовнішніх і внутрішніх стін, перегородок, перекриттів, покрівлі, а також прийнято оптимальні матеріали з урахуванням кліматичних умов та вимог довговічності.

2. У розрахунково-конструктивному розділі виконано розрахунок основного покриття будівлі, проектування збірної попередньо напруженої багатопустотної плити перекриття та розрахунок цегляного простінка несучої стіни. На основі інженерно-геологічних даних виконано варіантний аналіз типів фундаментів і обрано стрічковий залізобетонний фундамент як надійне та економічно доцільне рішення.

3. У технологічно-організаційному розділі розроблено технологічну карту на виконання земляних робіт, проведено визначення трудомісткості основних будівельних процесів, сформовано календарний графік та будівельний генеральний план. Це забезпечує можливість ефективної організації будівництва та раціонального використання ресурсів.

4. У науковому розділі виконано аналіз варіантів підвищення енергоефективності будівлі шляхом порівняння різних типів віконних систем. Встановлено, що Low-E склопакети забезпечують найменші тепловтрати, найкраще співвідношення «вартість/ефективність» та найшвидший термін

окупності інвестицій. Економічні розрахунки підтверджують доцільність застосування саме цього типу вікон у проєктованій будівлі.

5. У розділі охорони праці проаналізовано зовнішні природні, техногенні та внутрішні небезпеки, визначено засоби їх попередження, розроблено заходи з безпеки праці та захисту населення під час будівництва й експлуатації об'єкта.

6. У економічному розділі виконано кошторисні розрахунки, визначено структуру собівартості будівництва та доведено економічну ефективність запропонованих технічних рішень, зокрема застосування енергоефективних будівельних матеріалів та оптимізованих конструкцій.

Підсумовуючи, магістерська робота підтвердила мою здатність комплексно вирішувати інженерні, архітектурні, технологічні та економічні завдання, що виникають у процесі проєктування та будівництва сучасних будівель. Запропоновані рішення забезпечують високу енергоефективність, надійність, довговічність та економічну доцільність проєктованого об'єкта, а також можуть бути використані як основа для подальших наукових і практичних розробок у галузі будівництва.

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Архітектура будівель та споруд. Книга 1. Основи проектування/ Гетун Г.В. Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання друге перероблене та доповнене. – К.: Кондор-Видавництво. – 2012 р. – 380 с.
2. Архітектура будівель та споруд: у 4 ч. «Основи проектування. Житлові будинки. Тестовий контроль знань» навчальний посібник/ Плоский В.О., Гетун Г.В., Віроцький В.Д., Криштоп Б.Г., Зайцев О.М. – К.: КНУБА, 2011. – 128 с.
3. Баженов В.А., Криксунов Е.З., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Інформатика. Інформаційні технології в будівництві.
4. Залізобетонні конструкції: Підручник /А. Я. Барашиков, Л М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова.- К.: ВШ, 1995. - 591с.:іл.
5. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев, О. О. Петраков та ін. - Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с. 15
6. Клименко В.З. Конструкції'з дерева та пластмас / В.З. Клименко. – К.: Вища школа, 1995
7. Клименко Ф.Е. Металеві конструкції / Ф.Е. Клименко, В.М. Барабаш. – Львів: Світ, 1994.
8. Металеві конструкції: Підручник для студентів вищих навчальних закладів / Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський Л.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. – Видання 2-е. - К.: Сталь, 2010. – 869 с.
9. Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів. - К.: Основа, 1998.- 384с.
10. С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко та ін. «Організація будівництва.
11. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-2009. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 74 с.
12. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010.
13. Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-23-95. – Київ: Держкоммістобудування України, 1996. – 15 с.

14. Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинні з 01.10.2014 р.].
15. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва: ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. – [Чинний з 14.05.2013 р.].
16. Визначення тривалості будівництва об'єктів. Національний стандарт: ДСТУ Б А.3.1-22:2013. – [ Чинний з 01.01.2014 р.].
17. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012. – [Чинний з 01.07.2013 р.].
18. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України: ДСТУ Б В.2.6.-156: 2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с. – Національний стандарт України.
19. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98-2009. – [Чинні з 01.06.2011 р.]. СПДБ. Основні вимоги до проектної та робочої документації: ДСТУ А.2.4-4-2009. – [Чинний з 24.01.2009 р.]
20. Конструкції будівель та споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу: ДБН В.2.6-163:2010.
21. Конструкції будівель та споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006. – К.: Мінбуд України, 2006. 16
22. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1-5-2016. – [Чинні з 01.01.2017р.].
23. Основи і фундаменти будівель та споруд: ДБН В.2.1-10:2018. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 36 с.
24. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – Чинні від 2007-01-01. – Київ: Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського, 2006. – I, 75 с..

25. Пожежна безпека об'єктів будівництва: ДБН В.1.1-7:2016. – [Чинні з 01.06.2017р.]. 17
26. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень: ДСТУ Б А.2.4- 7:2009. – [Чинний з 01.01.2010 р.].
27. Прогини і переміщення. Вимоги проектування: ДСТУ Б В.1.2-3:2006.
28. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. (ISO 6935-2:1991, NEQ): ДСТУ 3760:2006. – К.: Держспоживстандарт України, 2007, – 19 с.
29. Конструкції будинків та споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006. зі Зміною №1 від 1 липня 2013 року. – [Чинний від 01.04.2007]. - К.: Мінбуд України, 2006. – 70 с.
30. Енергетична ефективність будівель: ДСТУ А.2.2-12:2015. -К.: Мінрегіон України, 2015. – 70 с.
31. Євсєєв Л. Д. Проблема вибору способу утеплення фасадів будинків (енергозбереження не гарантує заощадження ресурсів) / Л. Д. Євсєєв, В. І. Сучків, В. В. Горбанів // Будівельні матеріали, устаткування, технології ХХІ століття. - 2006. - № 124. - С. 72 – 73.
32. Мартиненко В. А. Ніздрюваті й поризованні легені бетони // Сб. науч. тр. – Дніпропетровськ: Пороги, 2002. - 172 с.
33. Охорона праці і промислова безпека в будівництві: ДБН А.3.2-2-2009. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України 2012. – 116с.