

Вінницький національний технічний університет

(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет будівництва, теплоенергетики та газопостачання

(повне найменування інституту, назва факультету (відділення))

Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури

(повна назва кафедри (предметної, циклової комісії))

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

Ефективність використання
малозаглиблених фундаментів

Виконав: студент 2 курсу, групи Б-20 м
спеціальності

192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва напрямку підготовки, спеціальності)

Фурман А. С.

(прізвище та ініціали)

Керівник: к.т.н., доцент кафедри БМГА

(науковий ступінь, посада)

Маєвська І. В.

(прізвище та ініціали)

« » 20 р.

Опонент: к.т.н., професор кафедри ІСБ

(науковий ступінь, посада)

Ратушняк Г. С.

(прізвище та ініціали)

« » 20 р.

Допущено до захисту

Завідувач кафедри БМГА

В. В. Швець

(підпис)

(прізвище та ініціали)

“ ” 20 року

Вінниця - 2021 року

Вінницький національний технічний університет

(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Будівництва, теплоенергетики та газопостачання

Кафедра Будівництва, міського господарства та архітектури

Ступінь вищої освіти магістр

Галузь знань 19 Архітектура та будівництво
(шифр і назва)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва)

Освітня програма Промислове та цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри БМГА

Швець В.В.

“ 05 ” 10 2021 року

З А В Д А Н Н Я

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРАНТА

Фурману Андрію Сергійовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Ефективність використання малозаглиблених фундаментів керівник проекту (роботи) Маєвська І.В., к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затвержені наказом вищого навчального закладу від “ 24 ” 09 2021 року № 277

2. Строк подання студентом роботи 27.11.2021 р.

3. Вихідні дані до роботи Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту проектування, результати інженерно-геологічних вишукувань. Передбачається проектування триповерхової цивільної будівлі з приміщеннями офісного призначення, каркасної конструкції з збірних залізобетонних елементів. Перекриття збірні залізобетонні з монолітними ділянками. Покрівля плоска суміщена з рулонних матеріалів з утепленням. Стіни з зовнішнім утепленням.

4. Зміст текстової частини (перелік питань, які потрібно розробити) Вступ (актуальність та новизна наукових досліджень, об'єкт, предмет, мета і задачі, практична значимість, методи досліджень, апробація). Науково-дослідна частина (огляд літературних джерел, аналіз досвіду використання малозаглиблених фундаментів. Планування фізичного експерименту з моделювання фундаменту з різною глибиною закладання. Проведення та аналіз результатів фізичного експерименту. Опанування програмного комплексу Ліра, який базується на використанні чисельного методу скінчених елементів. Побудова розрахункової схеми роботи фундаменту мілкого закладання на піддатливій основі з урахуванням глибини закладання. Планування чисельного експерименту з визначення впливу глибини закладання на роботу фундаменту у ґрунтах різних видів. Чисельне моделювання роботи фундаменту з різною глибиною закладання у ґрунтах різних видів. Аналіз одержаних результатів, виявлення найбільш впливових чинників на перерозподіл зусиль між фундаментом та ґрунтовою основою. Порівняння роботи традиційного фундаменту з роботою малозаглибленого фундаменту.

2. Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту (розрахунок планувальних відміток генплану, специфікації на збірні залізобетонні конструкції, віконні та дверні заповнення, експлікація підлоги, теплотехнічний розрахунок).

3. Основи та фундаменти (розробка конструктивного рішення фундаменту за методикою норм та у варіанті з використанням результатів досліджень)

4. Розробка заходів з охорони праці та цивільного захисту.

5. Економічна частина (визначення економічного ефекту від впровадження результатів наукової розробки на прикладі технічного об'єкту). Висновки

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень)

1. Науково-дослідний розділ – 5-8 арк. (плакати, що ілюструють результати науково-дослідної роботи)

2. Архітектурно-будівельні рішення – 2 арк. (фасад, генеральний план, плани, план покрівлі, розріз, вузли)

3. Основи та фундаменти – 1-2 арк. (план фундаментів для двох варіантів, робочі креслення фундаментів, специфікації)

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	конання прийняв

7. Дата видачі завдання 05.10.2021 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Складання технічного завдання та вступу до МКР	11.10-16.10.21	
2	Науково-дослідна частина	02.09-16.10.21	
3	Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту	18.10-26.10.21	
4	Будівельні конструкції	27.10-05.11.21	
5	Охорона праці та цивільний захист	06.11-10.11.21	
6	Економічна частина	11.11-18.11.21	
7	Оформлення МКР	19.11-24.11.21	
8	Подання МКР на кафедру для перевірки	25.11-27.11.21	
9	Попередній захист	29.11-03.12.21	
10	Рецензування	06.12-10.12.21	

Студент Фурман А. С.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник роботи Маєвська І. В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

АНОТАЦІЯ

УДК 624.15

Фурман А. С. Ефективність використання малозаглиблених фундаментів. Магістерська кваліфікаційна робота зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма – Промислове та цивільне будівництво. Вінниця : ВНТУ, 2021. 144 с.

Укр. мовою. Бібліогр.: 53 назви; рис. 28; табл. 26.

В магістерській кваліфікаційній роботі досліджені особливості роботи малозаглиблених фундаментів. Проведене фізичне моделювання роботи стовпчастих і стрічкових фундаментів з різною глибиною закладання. Аналіз одержаних результатів показав, що при збільшенні глибини закладання від 0 до 1,0 м відбувається приблизно подвійне зменшення величини осідання і подвійне збільшення розрахункового опору.

Проведене математичне моделювання роботи системи будівля-фундамент-грунтова основа з аналізом зміни напружено-деформованого стану системи при переході від фундаменту, закладеного з урахуванням глибини сезонного промерзання (умовно 1,5 м), до малозаглибленого фундаменту з глибиною закладання 0,5 м, що забезпечує розміщення у ґрунті плитної частини фундаменту.

Досліджений вплив глибини закладання фундаментів та виду ґрунту на опір ґрунту і перерозподіл зусиль у конструкціях надфундаментної споруди.

В технічній частині роботи розроблена конструкторська документація на триповерхову універсальну адміністративну будівлю каркасної конструкції із збірними залізобетонними елементами. Розглянуті питання архітектурно-планувальних рішень, виконано проєктування фундаментів та розділ охорони праці.

Магістерська кваліфікаційна робота містить 18 аркушів графічної частини.

Ключові слова: фундамент, глибина закладання, фізичне моделювання, математичне моделювання, напружено-деформований стан.

ABSTRACT

Furman A.S. Efficiency of use of shallow foundations. Master's thesis in the specialty 192 - Construction and Civil Engineering, educational program - Industrial and Civil Engineering. Vinnytsia: VNTU, 2021. 144 p.

Ukr. language. Bibliogr .: 53 titles; Fig. 28; table 26.

In the master's qualification work the peculiarities of the work of shallow foundations are investigated. Physical modeling of columnar and strip foundations with different depth of laying is carried out. The analysis of the obtained results showed that when the depth of laying is increased from 0 to $1.0b$, there is an approximately twofold decrease in the amount of subsidence and a twofold increase in the calculated resistance.

Mathematical modeling of the building-foundation-soil basis system with the analysis of changes in the stress-strain state of the system during the transition from the foundation laid taking into account the depth of seasonal freezing (conditionally 1.5 m) to shallow foundation with a depth of 0.5 m provides placement in the soil of the slab part of the foundation.

Researched the influence of the depth of laying the foundations and the type of soil on the soil resistance and redistribution of forces in the structures of the foundation.

In the technical part of the work the design documentation for the three-storey universal administrative building of frame construction with prefabricated reinforced concrete elements is developed. The issues of architectural and planning decisions are considered, the design of the foundations and the section of labor protection are performed.

The master's qualification work contains 18 sheets of the graphic part.

Key words: foundation, depth of laying, physical modeling, mathematical modeling, stress-strain state.

Відомість аркушів графічної частини

Аркуш	Найменування	Примітки
1	Мета і задачі дослідження «Ефективність використання малозаглиблених фундаментів»	Плакат 1
2	Варіанти боротьби з проблемою можливості морозного здимання для малозаглиблених фундаментів	Плакат 2
3	Програма модельного експериментального дослідження. Моделі стовпчастого і стрічкового фундаментів перед випробуванням	Плакат 3
4	Підготовка котловану і розміщення моделі фундаменту у ґрунті при глибині закладання 0,5 м. Підготовка котловану і розміщення моделі фундаменту у ґрунті при глибині закладання 1,0 м	Плакат 4
5	Графіки осідання– навантаження для різних моделей з різною глибиною закладання	Плакат 5
6	Результати визначення розрахункового опору та несучої здатності моделей. Розрахунковий опір та граничне навантаження на фундамент у піщаному ґрунті при розрахунках за формулами норм	Плакат 6
7	Програма проведення математичного моделювання роботи каркасної будівлі на піддатливій основі при різній глибині закладання фундаментів	Плакат 7
8	Розміщення стовпчастих фундаментів під колони при моделюванні Характеристики ґрунтів, обраних для досліджень	Плакат 8
9	Схема просторової моделі каркасної будівлі на піддатливій основі та деформована схема каркасу будівлі	Плакат 9
10	Залежність осідання фундаменту від глибини закладання і розмірів подошви за формулами норм	Плакат 10
11	Епюри напружень у піщаному ґрунті при глибині закладання фундаментів 0,5 м	Плакат 11
12	Епюри напружень у піщаному ґрунті при глибині закладання фундаментів 3,5 м	Плакат 12
13	Перерозподіл зусиль в колонах першого поверху при зміні розмірів подошви фундаментів і глибини закладання	Плакат 13
14	Висновки за результатами наукового дослідження	Плакат 14
15	Фасади 1-9, 9-1, Г-А, А-Г; генплан; експлікація до генплану; план першого поверху; план другого поверху	
16	План перекриття; план покрівлі; розріз 1-1; розріз 2-2; план покриття	

17	План фундаментів, робочі креслення фундаменту Ф-1 в традиційному варіанті, розрізи 1-1, 2-2, сітки С-1...С-3, специфікації	
18	Робочі креслення фундаменту Ф-1 в малозаглибленому варіанті, сітки С-4...С-6, специфікації	

Зміст

Зміст.....	2
ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1	9
Аналіз сучасного стану теорії та практики використання малозаглиблених фундаментів.....	9
1.1 Конструктивні рішення малозаглиблених фундаментів	10
1.2 Забезпечення надійності роботи фундаменту при зменшенні глибини закладання.....	21
Висновки за розділом 1	28
РОЗДІЛ 2	30
ФІЗИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ФУНДАМЕНТУ ПРИ РІЗНІЙ ГЛИБИНІ ЗАКЛАДАННЯ	30
2.1 Планування фізичного моделювання роботи фундаментів при різній глибині закладання.....	30
2.2 Результати фізичного моделювання роботи стовпчастих та стрічкового фундаментів	37
Висновки за розділом 2.	45
РОЗДІЛ 3	46
МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ СИСТЕМИ ОСНОВА-ФУНДАМЕНТ-СПОРУДА ПРИ РІЗНІЙ ГЛИБИНІ ЗАКЛАДАННЯ ФУНДАМЕНТУ	46
3.1. Планування досліджень впливу глибини закладання фундаменту на НДС системи будівля-фундамент-грунтова основа за допомогою програмного комплексу Ліра САПР.....	48
3.2 Результати чисельного моделювання системи «будівля – фундамент – основа»	54
Висновки за розділом 3	60
РОЗДІЛ 4	61
Технічна частина	61
4.1 Архітектурно-будівельні рішення	61
4.1.1 Район будівництва	61
4.1.2 Об'ємно-планувальні рішення.....	61
4.1.3 Опис генерального плану.....	63
4.1.4 Підрахунок техніко-економічних показників генерального плану ..	64

4.1.5 Вертикальна прив'язка будівлі	64
4.1.6 Функціональні вимоги.....	66
4.1.7 Клас будівлі.....	66
4.1.8 Конструктивні рішення	67
4.1.9 Оздоблення будівлі.....	73
4.1.10 Інженерне обладнання.....	76
4.1.11 ТЕП будівлі	76
4.1.12 Пожежна безпека	77
4.2 Основи та фундаменти	77
4.2.1 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчику	77
4.2.2 Визначення навантажень на фундаменти	77
4.2.3 Розрахунок фундаментів в традиційному варіанті	81
4.2.4 Розрахунок фундаментів у малозаглибленому варіанті.....	96
Висновки за розділом 4	102
Розділ 5	104
Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	104
5.1 Технічні рішення з безпечної експлуатації об'єкта.....	105
5.1.1 Технічні рішення з безпечної організації робочих місць при улаштуванні мало заглиблених фундаментів	105
5.1.2 Електробезпека	107
5.2 Технічні рішення з гігієни праці та виробничої санітарії	108
5.2.1 Мікроклімат	109
5.2.2 Склад повітря робочої зони	110
5.2.3 Виробниче освітлення	111
5.2.4 Виробничий шум	113
5.2.5 Виробничі вібрації.....	114
5.2.6 Психофізіологічні фактори	116
5.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях.....	117
Висновки за розділом 5	122
РОЗДІЛ 6	123
Економічна частина	123

6.1 Підрахунок об'ємів робіт на улаштування фундаментів.....	123
6.2 Порівняльні кошторисні розрахунки вартості та трудомісткості фундаментів	131
Висновки за розділом 6	137
ВИСНОВКИ	138
Список використаних джерел.....	140
Додаток А	145
Протокол перевірки магістерської кваліфікаційної роботи.....	145

ВСТУП

Актуальність. За вимогами норм з проектування основ будівель і споруд [1, 2] глибина закладання фундаментів у здимальних ґрунтах повинна прийматись не менше розрахункової глибини промерзання. При будівництві малоповерхових будівель безкаркасної конструкції це призводить до використання фундаментних плит і блоків стрічкових фундаментів, які укладають у 2-3 ряди. Такі фундаменти потребують значних фінансових вкладень, що призводить до удорожчення будівництва в цілому [3]. Найбільш ефективним вирішенням цієї проблеми є використання малозаглиблених фундаментів, що пристосовані до нерівномірних деформацій основи. Фундаменти закладають на глибині 30-40 см (іноді безпосередньо на поверхні).

При влаштуванні малозаглиблених фундаментів виникає дві проблеми:

- запобігання морозного здимання ґрунту основи;
- забезпечення надійності роботи фундаменту при зменшенні глибини закладання.

З досвіду проектування відомо, що при зменшенні глибини закладання зменшується розрахунковий опір ґрунту основи та його несуча здатність. Міцність ґрунту визначає його здатність утримувати будівлю в вертикальному положенні. Від міцності залежить, наскільки глибоким повинен бути фундамент, наскільки високою може бути будова. Міцність ґрунтової основи забезпечує вертикальне положення стін, відсутність нахилів, тріщин, просідань.

В даній роботі поставлена задача дослідити вплив глибини закладання фундаментів на опір ґрунту і перерозподіл зусиль у конструкціях надфундаментної споруди, а також виявити найбільш ефективний спосіб запобігання морозного здимання.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана в рамках науково-дослідної теми кафедри БМГА №6ОК1 «Інноваційні технології визначення напружено-деформованого стану системи будівля-

фундамент-основа та окремих її елементів». Назва етапу: «Оптимізація конструктивного рішення фундаментів для малоповерхової забудови».

Мета і задачі дослідження. Метою роботи є дослідження надійності роботи малозаглиблених фундаментів і пошук найбільш ефективного вирішення проблеми морозного здимання.

Для досягнення поставленої мети необхідно розв'язати наступні задачі:

- виконання огляду конструктивних рішень малозаглиблених фундаментів і шляхів забезпечення надійності їх роботи;
- планування фізичного експерименту з моделювання фундаменту з різною глибиною закладання;
- проведення та аналіз результатів фізичного експерименту;
- опанування програмного комплексу Ліра, який базується на використанні чисельного методу скінчених елементів;
- побудова розрахункової моделі каркасної споруди з фундаментами мілкового закладання на піддатливій основі з урахуванням глибини закладання;
- планування чисельного експерименту з визначення впливу глибини закладання на роботу фундаменту у ґрунтах різних видів;
- чисельне моделювання роботи системи основа-фундамент-споруда з фундаментами з різною глибиною закладання у ґрунтах різних видів;
- аналіз одержаних результатів, виявлення найбільш впливових чинників на перерозподіл зусиль між фундаментом та ґрунтовою основою;
- техніко-економічне порівняння традиційних фундаментів з малозаглибленими фундаментами різного конструктивного рішення.

Об'єкт дослідження – малозаглиблений фундамент мілкового закладання.

Предмет дослідження – вплив глибини закладання фундаменту на надійність і ефективність його роботи.

Методи дослідження. Фізичне моделювання роботи стовпчастих і стрічкових фундаментів під дією статичного навантаження на маломасштабних моделях;

стандартні лабораторні методи визначення властивостей ґрунтів; чисельний метод скінчених елементів для моделювання системи основа-фундамент-споруда.

Наукова новизна.

- у роботі дістали подальшого розвитку методи дослідження напружено-деформованого стану споруди при зміні глибини закладання фундаментів, характеру впливу різних факторів на ефективність малозаглиблених фундаментів.

Практична цінність одержаних результатів полягає в тому, що на основі отриманих даних можна зменшити витрати матеріалів та трудомісткість улаштування фундаментів для малоповерхової забудови.

Достовірність отриманих результатів магістерської роботи підтверджується проведенням фізичних випробувань з дотриманням правил моделювання, а також у програмному комплексі, спеціалізованому на таких дослідженнях, чіткістю виконання поставлених завдань, коректністю введення початкових даних та точністю їх аналізу.

Особистий внесок здобувача полягає у розробці методики і виконанні фізичних досліджень на маломасштабних моделях, моделюванні методом скінчених елементів сумісної роботи системи основа-фундамент-споруда, визначенні техніко-економічних параметрів різних варіантів малозаглиблених фундаментів.

Представлені в магістерській кваліфікаційній роботі результати були одержані магістрантом самостійно.

У тезах, що опубліковані у співавторстві, магістранту належать такі результати:

- проведення на маломасштабних моделях дослідження впливу глибини закладання фундаментів на їх роботу з основою, аналіз одержаних результатів;
- моделювання методом скінчених елементів сумісної роботи системи основа-фундамент-споруда з різною глибиною закладання фундаментів.

Апробація результатів роботи. Результати роботи апробовано на міжнародній науково-технічній конференції «Енергоефективність в галузях економіки України-2021», проведеній 23-25 листопада 2021 р. у ВНТУ.

Публікації.

За результатами міжнародної науково-технічної конференції «Енергоефективність в галузях економіки України-2021» опубліковані тези: «Вплив глибини закладання на несучу здатність фундаментів у піщаних та глинистих ґрунтах», м. Вінниця, ВНТУ, 2021 р. [Електронний ресурс]. Режим доступу:

<https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/egeu/egeu2021/paper/viewFile/13949/1181> .

РОЗДІЛ 1

Аналіз сучасного стану теорії та практики використання малозаглиблених фундаментів

За вимогами норм з проектування основ будівель і споруд [1, 2] глибина закладання фундаментів у здимальних ґрунтах повинна прийматись не менше розрахункової глибини промерзання. При будівництві малоповерхових будівель безкаркасної конструкції це призводить до використання фундаментних плит і блоків стрічкових фундаментів, які укладають у 2-3 ряди. Такі фундаменти потребують значних фінансових вкладень, що призводить до удорожчення будівництва в цілому [3].

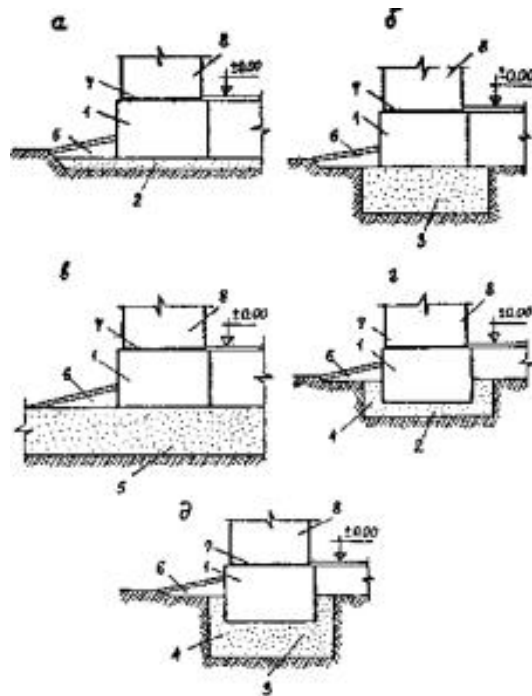
Найбільш ефективним вирішенням цієї проблеми є використання малозаглиблених фундаментів, що пристосовані до нерівномірних деформацій основи. Фундаменти закладають на глибині 30-40 см (іноді безпосередньо на поверхні). При будівництві на нездимальних ґрунтах при невеликих навантаженнях з такими фундаментами немає проблем, але в більшості випадків будівельники мають справу із здимальними ґрунтами в межах глибини сезонного промерзання.

Для боротьби з цією проблемою пропонуються такі шляхи запобігання морозного здимання:

- заміна здимального ґрунту на нездимальний в межах глибини сезонного промерзання;
- влаштування постійно діючого дренажу, що запобігає замочуванню здимального ґрунту і отже зменшує або ліквідує ризик здимання;
- об'єднання фундаментів всіх стін будівлі в єдину систему (горизонтальну раму), що перерозподіляє нерівномірні деформації основи;
- теплоізоляція фундаментів та вимощення навколо будівлі, яка забезпечує відсутність промерзання ґрунту під фундаментом.

1.1 Конструктивні рішення малозаглиблених фундаментів

В перших нормативних документах, розроблених для малозаглиблених фундаментів [4 - 6] пропонувались переважно бетонні або залізобетонні фундаменти, що спираються на подушку або підсіпку з нездимального матеріалу (рис. 1.1), яка зменшує переміщення фундаменту як в період промерзання ґрунту, так і при його відтаванні.



а - незаглиблений фундамент на вирівнючій підсіпці, *б* - незаглиблений фундамент на подушці з нездимального матеріалу, *в* - незаглиблений фундамент на підсіпці з нездимального матеріалу, *г* - малозаглиблений фундамент на вирівнючій підсіпці, *д* - малозаглиблений фундамент на подушці з нездимального матеріалу, *1* - фундаментний блок, *2* - вирівнюча підсіпка з піску, *3* - подушка з нездимального матеріалу, *4* - засипка з нездимального матеріалу, *5* - підсіпка з нездимального матеріалу, *6* - вимощення, *7* - гідроізоляція, *8* - стіна будинку [4]

Рисунок 1.1 – Конструктивні рішення малозаглиблених фундаментів

В якості матеріала для улаштування подушки (підсіпки) може бути використаний пісок гравелистий, крупний або середньої крупності, мілкий щебінь, котельний шлак, а також інші нездимальні матеріали.

Пропонувалось в необхідних випадках для збільшення несучої здатності основи передбачати улаштування піщано-щебеневої подушки, що складеться із суміші піска крупного, середньої крупності (40 %), щебеня або гравія (60 %).

При високому рівні підземних вод і наявності верховодки необхідно передбачати заходи з захисту матеріала подушки від замулювання оточуючим ґрунтом. З цією метою слід обробляти ґрунт по контуру подушки різного виду в'язучими мастильними речовинами або використовувати полімерні матеріали.

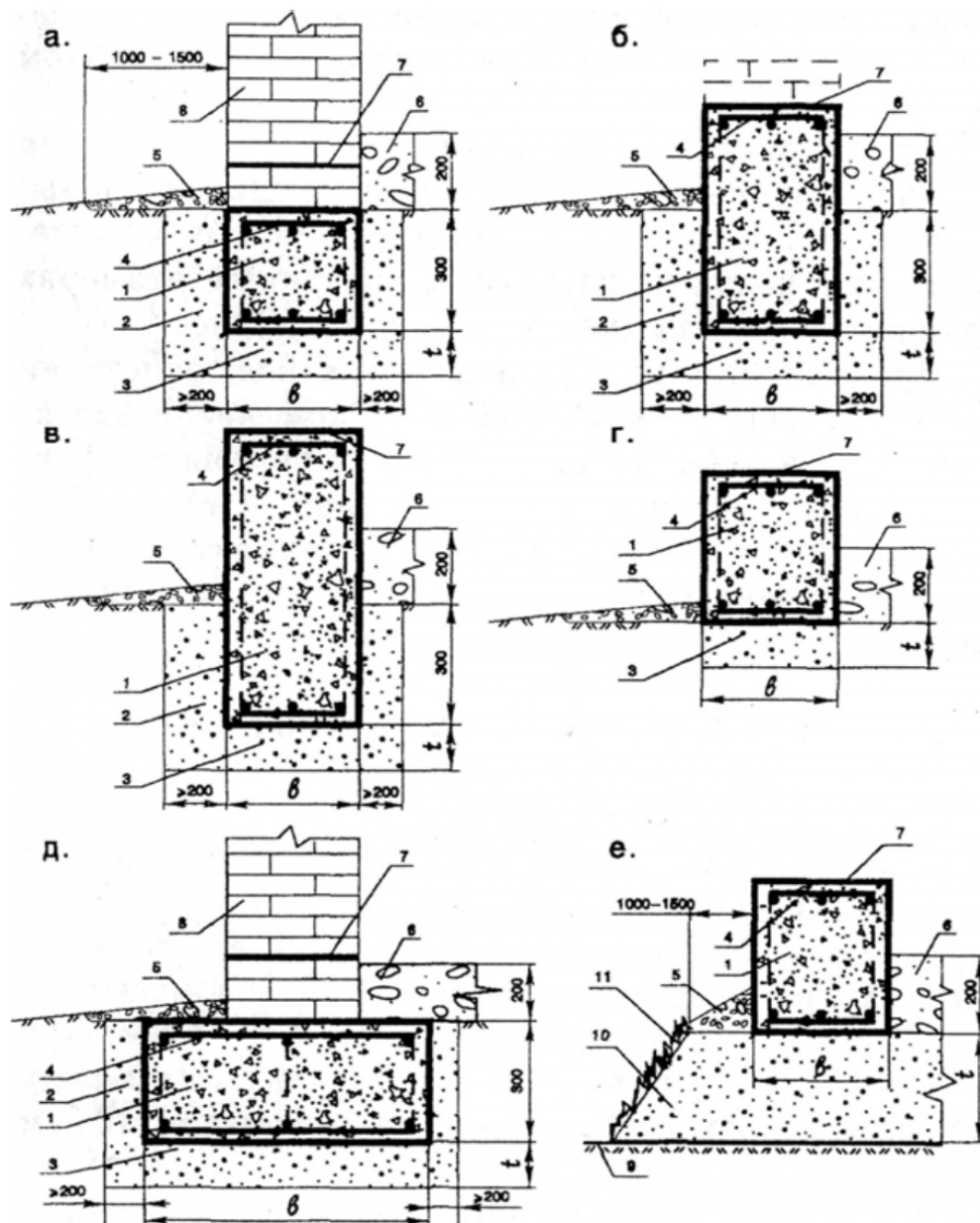
Стовпчасті малозаглиблені фундаменти на середньо- і сильноздимальних ґрунтах рекомендувалось жорстко зв'язувати між собою фундаментними балками, об'єднаними в єдину рамну систему.

Подушки з нездимальних матеріалів виконують такі функції:

- підвищують несучу здатність основи;
- зменшують деформації основи (в тому числі спричинені морозним здиманням або відтаванням основи).

За даними [3] застосування малозаглиблених фундаментів для малоповерхових будівель Московської області дозволило скоротити витрати бетону на 50-80%, працевитрати на 40-70%, вартість у 2-4 рази у порівнянні з традиційними фундаментами. В цій роботі рекомендовані варіанти конструктивного рішення малозаглиблених фундаментів з використанням подушок з нездимальних матеріалів (рис. 1.2).

У [8] пропонуються конструктивні рішення стрічкових та плитних фундаментів на подушці з нездимального матеріалу (рис. 1.3 – 1.5). У даному джерелі подушку рекомендується влаштовувати до глибини сезонного промерзання (d_f) і одночасно передбачається улаштування теплоізоляції під вимощенням, яка запобігає промерзання ґрунту під фундаментами. Для відведення атмосферних опадів пропнується влаштування дренажу. Рішення гарантовано забезпечують відсутність морозного здимання, оскільки використані одразу всі шляхи боротьби з ним.



a – незаглиблений фундамент відділений від цоколя, *б* – незаглиблений фундамент є частиною низького цоколя, *в* – фундамент-цоколь з висотою над вимощенням 50-70 см, *г* – фундамент-цоколь для будинків з дерев'яних конструкцій, *д* – малозаглиблений фундамент з підвищеною шириною підосви; *е* – фундамент на піщаній підсипці для слабких основ; 1 – фундамент, 2 – піщана засипка пазух, 3 – подушка з нездимального матеріалу, 4 – арматурна сітка, 5 – вимощення, 6 – керамзитовий гравій; 7 – гідроізоляція; 8 – цоколь; 9 – поверхня ґрунту; 10 – піщана підсипка; 11 – дерен

Рисунок 1.2 – Конструктивні рішення малозаглиблених стрічкових фундаментів [3]



Рисунок 1.3 – Фундамент мілкого закладання на протиздимальній подушці [8]

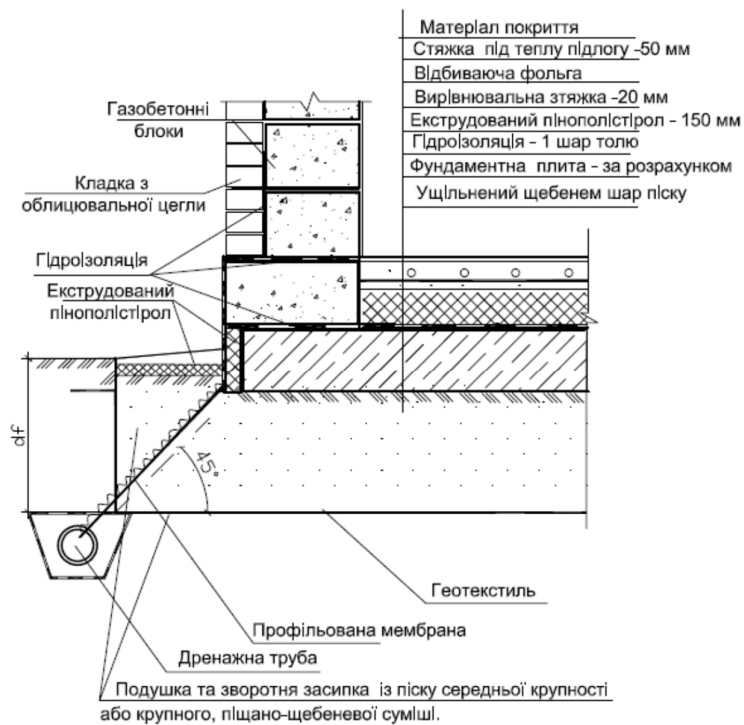


Рисунок 1.4 – Плитний фундамент мілкого закладання на протиздимальній подушці [8]

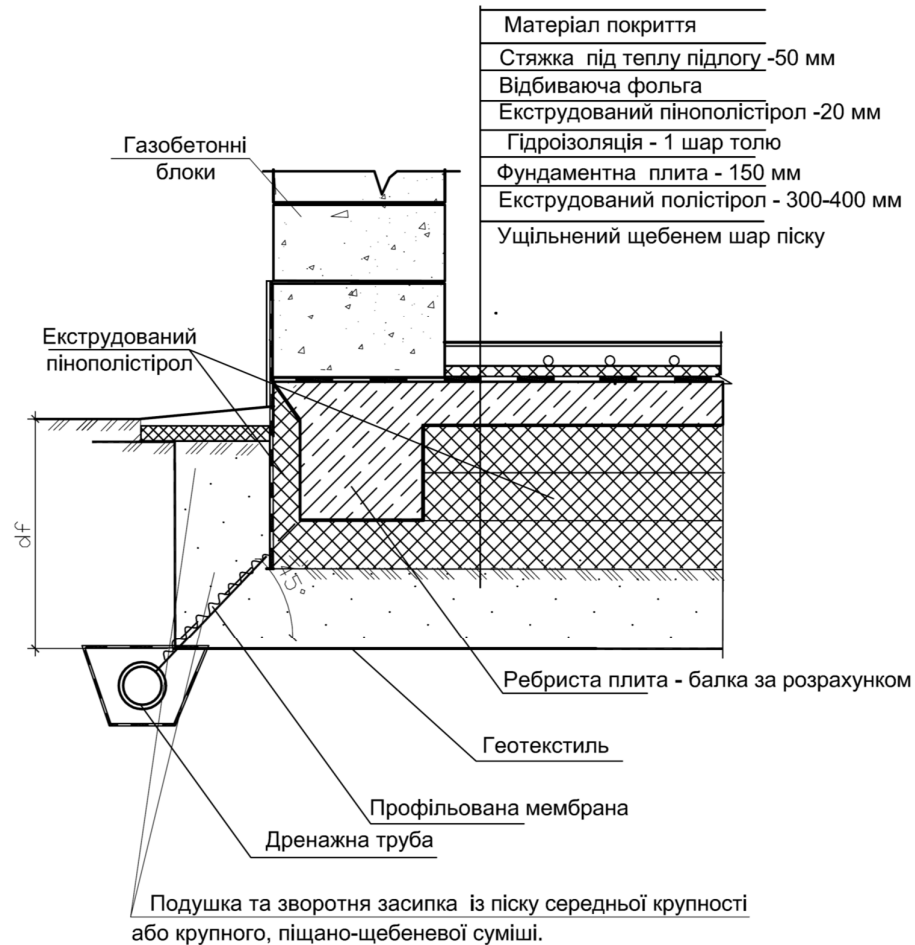
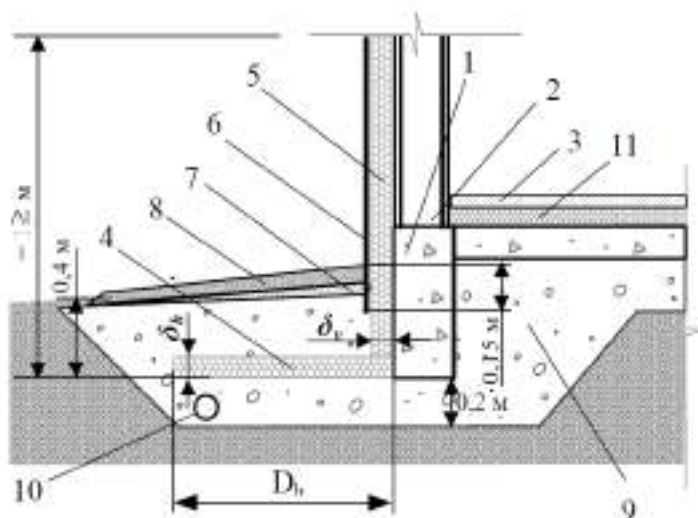


Рисунок 1.5 – Ребриста плита на теплоізоляційній основі [8]

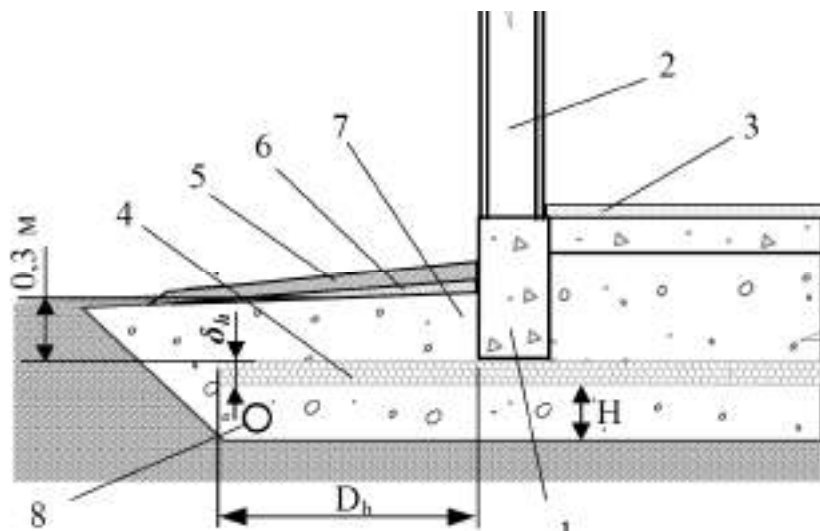
У нормативному документі [7] рекомендуються конструктивні рішення стрічкових, стовпчастих та плитних малозаглиблених фундаментів, коли товщина подушки з нездимального матеріалу зменшена для опалюваних будинків до 200 мм (рис. 1.6 – 1.8), оскільки тепловий режим будинку і наявність теплоізоляції виключають промерзання основи. Для неопалюваних будинків товщина шару подушки з нездимального матеріалу, H , пов'язується з глибиною промерзання.

Для будівництва на слабких ґрунтах пропонуються плитні фундаменти на піщаних подушках (рис. 1.9) або підсипках (рис. 1.2, е).



1 – фундамент; 2 – стіна будинку; 3 – підлога будинку; 4 – горизонтальна теплоізоляція ПІНОПЛЕКС; 5 – вертикальна теплоізоляція ПІНОПЛЕКС; 6 – захисне покриття; 7 – піщана підготовка під вимощення; 8 – асфальтове або бетонне вимощення; 9 – нездимальний матеріал; 10 – дренаж; 11 – теплоізоляція підлоги

Рисунок 1.6 – Схема утеплення фундаментів оплювальних будинків з теплоізоляцією підлоги [7]



1 – фундамент; 2 – стіна будинку; 3 – підлога будинку; 4 – горизонтальна теплоізоляція ПІНОПЛЕКС; 5 – асфальтове або бетонне вимощення; 6 – піщана підготовка під вимощення; 7 – нездимальний матеріал; 8 – дренаж

Рисунок 1.7 – Схема утеплення фундаментів неоплювальних будинків [7]

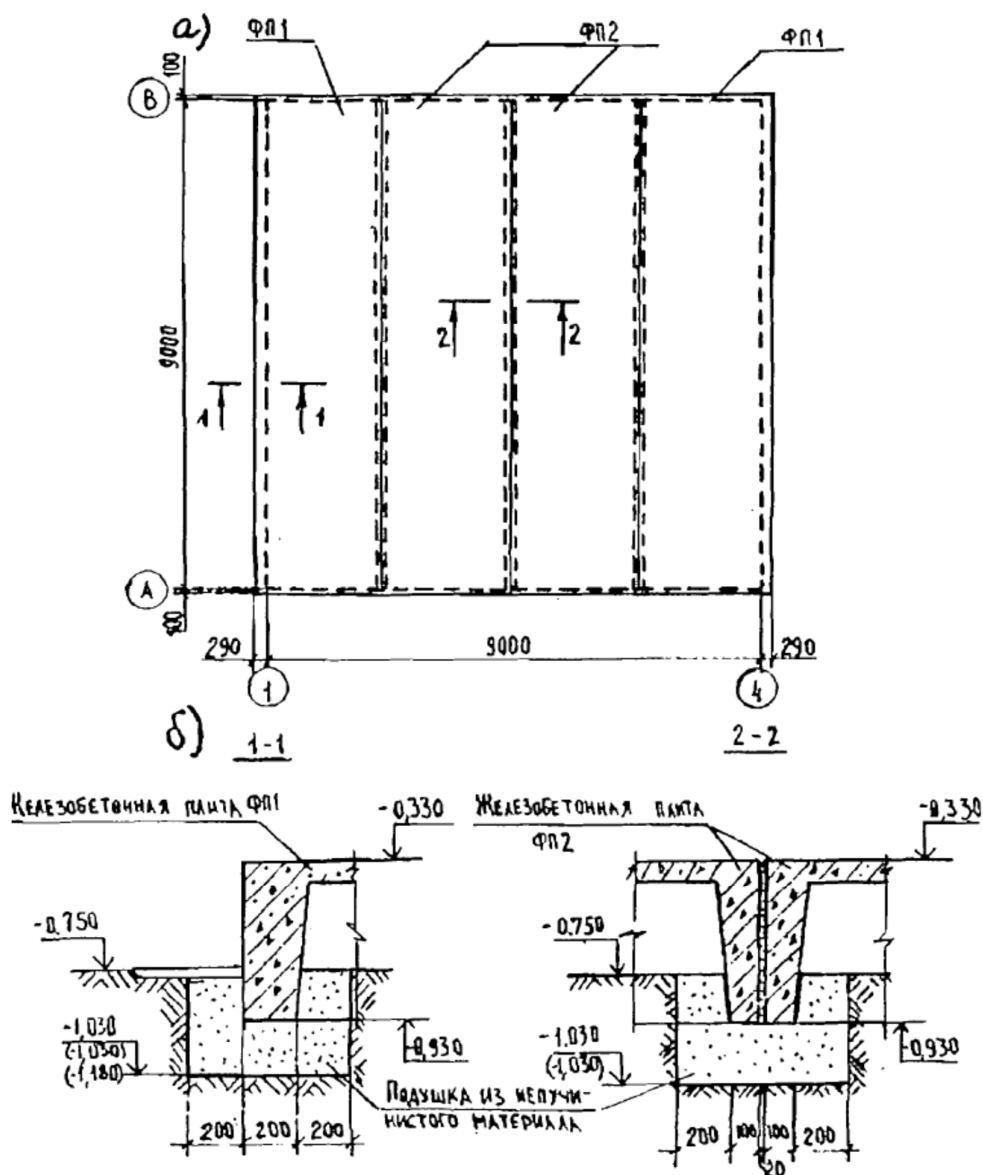


Рисунок 1.10 – Збірно-монолітна ребриста плита фундаменту: а – план; б – розрізи [9]

Плити товщиною в 10 см спочатку закріплюються на бічну поверхню, а потім укладають горизонтальні плити на дренажну подушку. По кутах фундаменту товщина теплоізоляційного шару повинна бути у 1,5-2 рази більшою [7, 9]. Після цього пінополістирол рекомендується закрити профільованою мембраною, і влаштувати вимощення по ґрунтовій підсищі.



Рисунок 1.11 – Влаштування теплоізоляцій бічної поверхні фундаменту [12]

Така технологія актуальна як при утепленні малозаглибленого стрічкового фундаменту, так і плитного, дозволяючи заглиблювати їх у ґрунт лише на 40 см.

Цікавим і популярним рішенням малозаглиблених фундаментів є фундамент «Шведська плита» (УШП – утеплена шведська плита) [13]. Вперше її почали використовувати у Скандинавії, потім вона набула популярності у Європі та північній Америці.

Головна особливість цієї технології в тому, що вся основа будинку базується на шарі утеплювача (під плитою) (рис. 1.12). Передбачені всі заходи щодо запобігання промерзання ґрунту: піщана подушка, утеплення, дренаж. Фундамент може бути влаштований при будь-якому рівні ґрунтових вод.

Технологія «шведської плити» об'єднує влаштування утепленої монолітної фундаментної плити і можливість прокладання комунікацій, включаючи систему водяного підігріву підлоги. Комплексний підхід дозволяє мати утеплену основу з вбудованими інженерними системами і рівну підлогу, готову для укладки плитки, ламіната або іншого покриття. Важливо відзначити, що плита не плоска, а з ребрами жорсткості під несучими стінами.

Технологія УШП має ряд недоліків, які можуть бути ліквідовані при використанні другого популярного варіанту малозаглиблених фундаментів - утеплений фінський фундамент (УФФ).

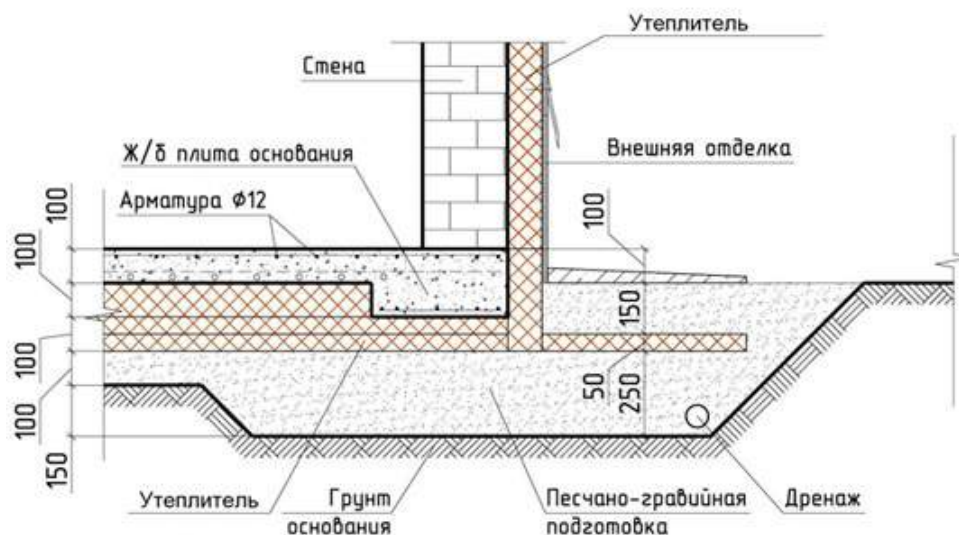


Рисунок 1.12 – Конструкція фундаменту УШП [13]

Конструктивно фінський фундамент являє собою малозаглиблений фундамент стрічкового типу з монолітною утепленою підлогою, влаштованою по ґрунту. В системі передбачена теплоізоляція всього периметру об'єкта, прокладена під вимощенням [14, 15] (рис. 1.13, 1.14).

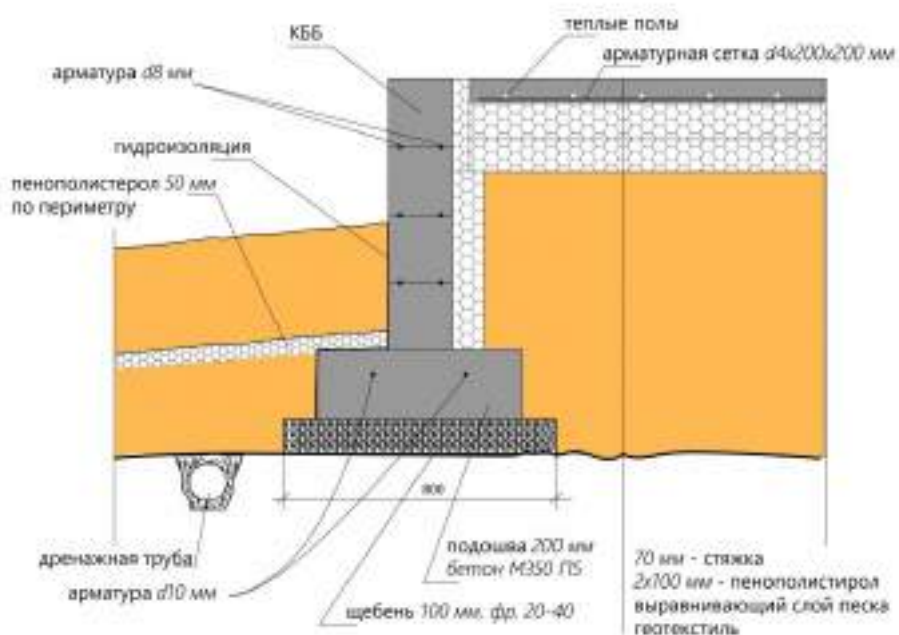


Рисунок 1.13 – Конструктивне рішення УФФ [14]



Рисунок 1.14 – Конструктивне рішення УФФ [15]

Спільне, що об'єднує ці види фундаментів, — плита, в яку вже вмонтовані інженерні комунікації і система обігріву. Разом з фундаментом власники одержують чорнову підлогу і готове опалення будинку, закладні під комунікації.

Конструктивно УФФ – це не плита у загальноприйнятому розумінні, а стрічковий фундамент з підлогою по ґрунту. Але УФФ відрізняється від звичайної підлоги по ґрунту як УШП від звичайної фундаментної плити.

УШП призначена для будівництва на рівних ділянках, коли повністю відсутній перепад висот. Для зведення фундаменту достатньо підготувати котлован глибиною 30-40 см, застелити його дно геотекстилем, виконати засипку щебнем і піском, потім утрамбувати, проливаючи водою, укласти плити XPS [16] в якості теплоізоляційного шару, встановити арматуру, змонтувати систему обігріву підлоги і забетонувати. Звичайно на підготовчі роботи для типового котеджа потрібно два-три тижні, потім до цього терміну треба додати час, необхідний для набору міцності бетону, і фундамент готовий. Серед особливостей УШП слід відзначити відносно невисокий цоколь, обмежений розмірами самої плити. Як правило, таку основу вибирають для легких дерев'яних будинків або котеджів з газобетонних блоків в один – два поверхи.

УФФ може бути використана для будівництва на ділянках з нерівним рельєфом, перепадом висот. До того ж технологія дозволяє розділити роботи на

два етапа: виконання стрічкового фундаменту і влаштування утепленої плити з системою теплої підлоги та комунікаціями, відділеної від стін фундаменту деформаційним швом. Є можливість влаштувати високий цоколь, відсутність обмежень поверховості будинку.

Улаштування Утепленого фінського фундаменту починається з ґрунтової підготовки. Відкопується котлован, на його дно вкладають геотекстиль, відсипають щебенем і піском з проливанням водою і пошаровим трамбуванням.

В товщі піску необхідно прокласти закладні під комунікації. Потім на піщану основу укладається утеплювач під подошву стрічкової частини.

Утеплювач під подошвою стрічкової частини має бути міцним і стійким до вологи і агресивних середовищ. Плити [XPS CARBON ECO SP](#) [16] спеціально пристосовані для подібних фундаментів. Опалубку для стрічкового фундаменту можна виконати з деревини, але для підвищення енергозбереження краще використати для цієї мети плити XPS. Вони слугують не тільки каркасом для бетонної конструкції, але і шаром теплоізоляції, замикаючи тепловий контур. В вертикальному положенні плити XPS не зазнають значних навантажень, тому можна використовувати матеріал з меншими показниками міцності.

Якщо монолітний цоколь зводився за допомогою дерев'яної опалубки або для нього були використані фундаментні блоки ФБС, то його необхідно гідроізолювати, після чого з внутрішнього боку утеплити плитами XPS.

Коли стрічкова частина повністю готова, влаштовують бетонну стяжку конструкції підлоги. Вона монтується на попередньо вкладений шар теплоізоляції з XPS CARBON ECO SP. Поверх XPS встановлюється арматура, до неї крепляться труби теплої підлоги і виконується бетонування.

1.2 Забезпечення надійності роботи фундаменту при зменшенні глибини закладання

З досвіду проєктування відомо, що при зменшенні глибини закладання зменшується розрахунковий опір ґрунту основи те його несуча здатність. Такі

закономірності закладені у методики перевірки граничних станів при проектуванні фундаментів за чинною нормативною літературою [1, 2].

Міцність ґрунту визначає його здатність утримувати будівлю в вертикальному положенні. Від міцності залежить, наскільки глибоким повинен бути фундамент, наскільки високою може бути будова. Міцність ґрунтової основи забезпечує вертикальне положення стін, відсутність нахилів, тріщин, просідань.

По мірі збільшення тиску на ґрунт, який передається жорстким штампом, відрізняють три фази напруженого стану ґрунту (рис. 1.15)

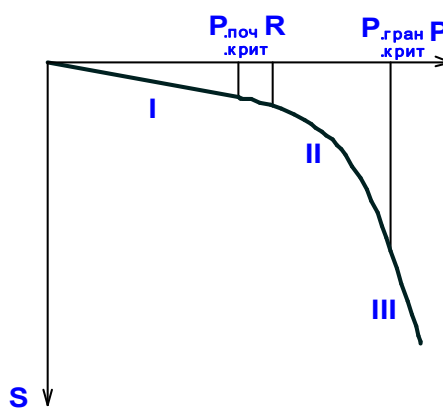


Рисунок 1.15 – Фази напруженого стану ґрунту

В першій фазі, фазі ущільнення, навантаження ще зовсім безпечні для ґрунту, переміщення частинок під штампом здійснюються вертикально вниз, ґрунт ущільнюється за рахунок зменшення пор.

У другій фазі, фазі зсувів, під штампом починає формуватись «пружне» (жорстке) ядро обмежених переміщень частинок (частинки ядра переміщуються сумісно з штампом). Ядро розтискує ґрунт в сторони. Початок фази зсувів характеризується поворотом траєкторій частинок ґрунту в сторони від напрямлення руху фундаменту і в деяких випадках – уверх.

Поворот траєкторій починається і потім найбільш інтенсивно наростає у країв фундаменту. Формуються області зсувів. По мірі росту тиску області зсувів поступово розповсюджуються в сторони і в глибину. Інтенсивність цього

розповсюдження залежить від щільності основи і відносного заглиблення фундаменту. Створення поверхонь ковзання може розвиватись симетрично в обидва боки або в один. Формування ядра закінчується у кінці фази зсувів.

При подальшому зростанні навантаження переміщення збільшуються і лінії течії починають виходити на поверхню. Коли зона виходу ліній течії на поверхню стає значною, настає стан, що передуює втраті штампом стійкості, тобто випиранню ґрунту основи. Починається III фаза.

Межа між I та II фазами називається межею пропорційності або початковим критичним тиском на ґрунт.

Межа між II та III фазами називається межею міцності або граничним критичним тиском на ґрунт.

При розрахунках основ за II групою граничних станів тиск на ґрунт обмежують межею пропорційності, але, для забезпечення більш економічних рішень, допускають розвиток пластичних деформацій ґрунту під кутами фундаменту на незначну глибину. Значення тиску на ґрунт при цьому називають розрахунковим опором ґрунту основи.

Якщо споруда розташована на горизонтальній поверхні, відсутні значні горизонтальні навантаження, то практично завжди справедлива умова [17]

$$RA \leq F_u. \quad (1.1)$$

При виконанні умови (1.1) розрахунок за II групою граничних станів є основним. Потреба у розрахунку за I групою граничних станів виникає у випадках, якщо розрахункова схема роботи основи суттєво відрізняється від схеми, прийнятої при розрахунку за II групою граничних станів.

Слід розрізняти дві можливі форми втрати стійкості фундаменту: *плоский і глибокий зсув*. *Плоский зсув* виникає, головним чином, при відносно невисоких нормальних напругах, що створюються спорудою, і при досить високій щільності ґрунтів основи. Найбільш характерною формою його прояву є зсув споруди по контакту фундамент-основа або по найбільш слабким прошаркам ґрунтів в

основі. Для виникнення плоского зсуву необхідні значні горизонтальні навантаження (рис. 1.16).

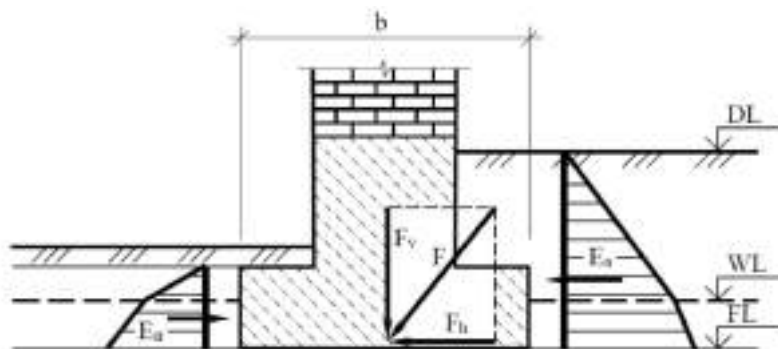


Рисунок 1.16 – До розрахунку фундаменту на плоский зсув [17]

Глибокий зсув може мати місце на основах, складених відносно слабкими ґрунтами, коли прикладаються значні навантаження. У цих випадках зрушення відбувається за деякою криволінійною поверхні ковзання, що заходить в товщу підстилаючих порід на велику глибину (рис. 1.17).

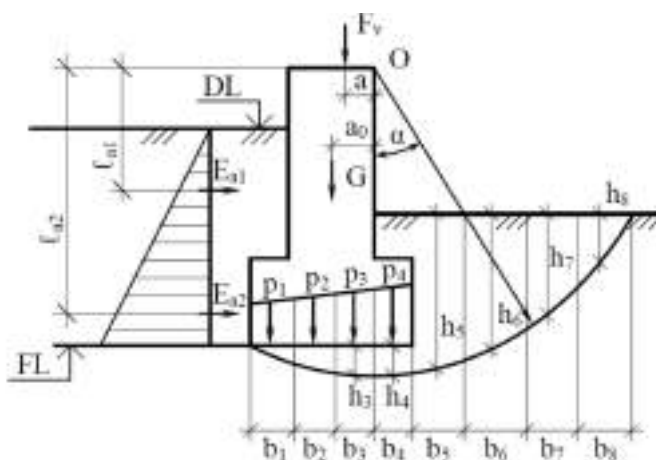


Рисунок 1.17 – До розрахунку фундаменту на глибокий зсув [17]

Оскільки для малоповерхових будівель без підвалів, для яких пропонуються малозаглиблені фундаменти, наявність значних горизонтальних навантажень практично виключена, то слід розглядати лише втрату стійкості від переважно вертикальної складової навантаження.

Для фундаментів неглибокого закладання ($d/b < 0,5$) при граничному навантаженні на ґрунт характерне випирання ґрунту (рис. 1.18) [18, 19].

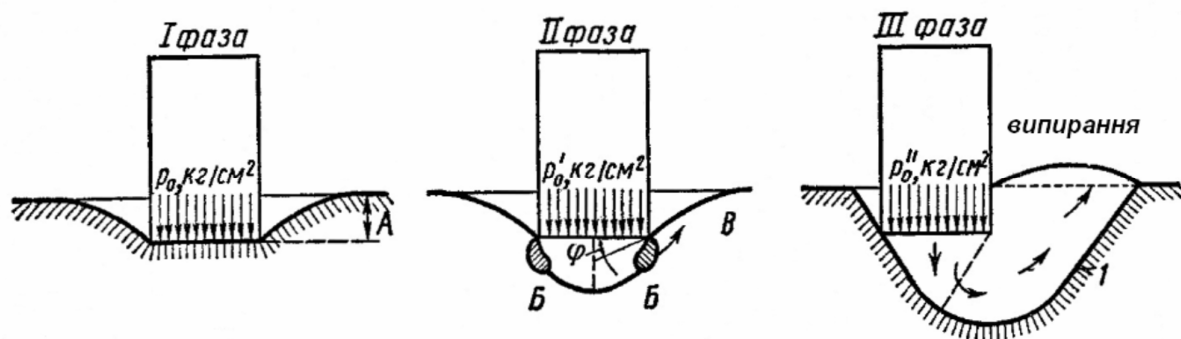


Рисунок 1.18 – Процес розвитку випирання ґрунту [18]

Для фундаментів більшої глибини закладання досягнення тиску, при якому має місце випирання, здійснюється при більших осіданнях і на графіку осідання – навантаження ділянка між $p_{\text{поч. кр.}}$ та $p_{\text{гран. кр.}}$ (рис. 1.15) стає довшою [19]. Таким чином зменшення глибини закладання наближає величину граничного критичного тиску до величини початкового критичного тиску.

До теперішнього часу відомо більше двох десятків умов міцності, розроблених для опису поведінки глинистих і піщаних ґрунтів. Відповідно до класифікації, запропонованої W. -F. Chen, всі напружені стани ґрунтів можна поділити на *одно- і двопараметричні* моделі. До однопараметричних моделей належать умови міцності Тріска, Мізеса, Lade, Duncan. До двопараметричних моделей належать умови, запропоновані Мором-Кулоном, Drucker-Prager, P. Lade, М. В. Малишевим та ін. Після публікації W.-F. Chen пройшло багато років (1984 г.), і за цей час були запропоновані умови міцності або моделі ґрунту, які можна назвати *багатопараметричними*. У найбільш складні з них входять до 6 незалежних параметрів, які визначаються з дуже складних і дорогих дослідів. Незважаючи на різноманіття умов міцності, на практиці застосовуються лише кілька з них. Це в першу чергу умова міцності Мора-Кулона, Кеп-моделі і *багатопверхневі* моделі (Prevost, 1977, 1985; Dafalias, 1985). Останні дві групи

моделей ґрунту більш складні і не дозволяють отримувати рішення в аналітичному вигляді, тому вони використовуються в нелінійній механіці і чисельному рішенні задач [20].

Не дивлячись на численну кількість запропонованих рішень з визначення міцності ґрунту при дії вертикального навантаження до теперішнього часу не існує рішення, яке б дозволяло адекватно оцінити граничне навантаження на ґрунт. Наприклад в дисертації Шашкіна В. О. [21] виконаний аналіз резервів несучої здатності основи, закладаних у теоретичних алгоритмах (рис. 1.19).

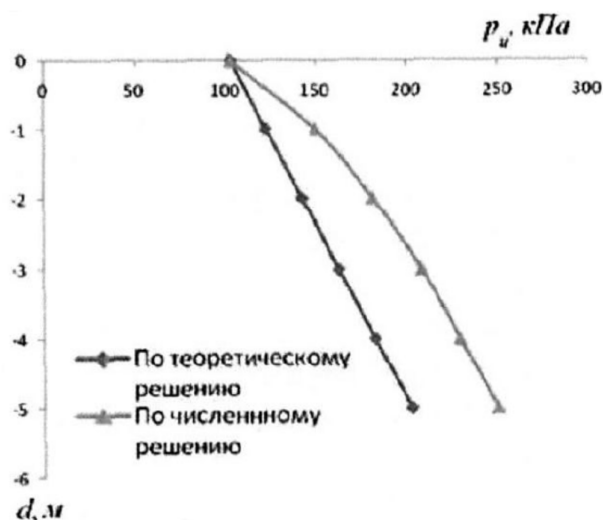


Рисунок 1.19 – Залежність граничного тиску від глибини закладання фундаменту шириною 2 м ($c=20$ кПа; $\varphi=0$) [21]

Урахування ексцентриситету прикладання навантаження у відчизняних нормах виконується шляхом зменшення ширини розрахованого фундаменту на подвійну величину ексцентриситета. Це виправдане при невеликому ексцентриситеті, але при наближенні точки прикладання навантаження до краю фундаменту такий підхід призводить до зниження несучої здатності до нуля. Скінчено-елементне рішення показує, що при розміщенні навантаження на краю фундаменту несуча здатність повинна бути сильно зниженою, але не нульовою.

Значення граничного навантаження на незаглиблений штамп на пружно-пластичному півпросторі, одержані у розрахунках за методом скінчених елементів, збігаються з відомими рішеннями на підставі теорії граничної

рівноваги і відрізняються у менший бік від граничного навантаження, розрахованого за чинними нормами, що необхідно враховувати в практиці розрахунків. Одержані методом скінчених елементів величини граничного навантаження на заглиблений і ексцентрично навантажений штамп на пружно-пластичному півпросторі відрізняються у більший бік від величин за чинними нормами за рахунок більш детального врахування роботи ґрунтового сердовища.

У статі Бойко І. П. та Чечельницького С. [22] досліджено, як впливає положення штампа по глибині на його осідання. Приведені результати штампових випробувань в шурфі будівельного котловану на основі з напівтвердої глини (рис. 1.20).

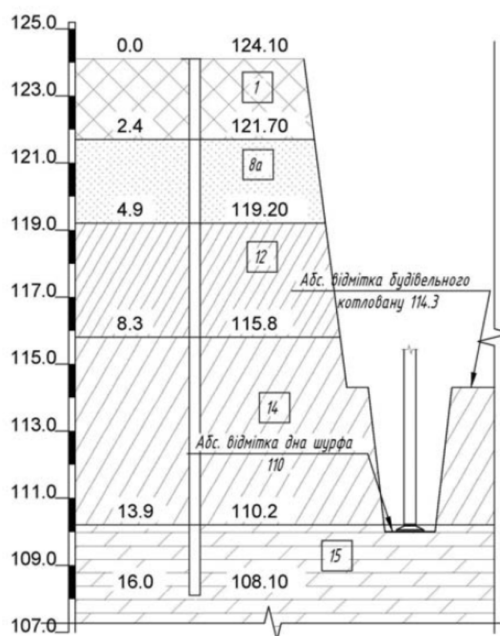


Рисунок 1.20 – Схема штампових випробувань з прив'язкою до геологічного розрізу [22]

На рис. 1.21 [22] представлений графік залежності осідання штампу від тиску під подошвою за результатами польових випробувань та числового моделювання для заглибленого та поверхневого штампу. З графіку видно, що числова модель для штампу, що розташований у шурфі, має високу збіжність з експериментальними випробуваннями. Числова модель з штампом на поверхні

грунтового масиву на всьому графіку відображає запас міцності основи. При однакових розмірах грунтового масиву різниця між задачами складає 15%.

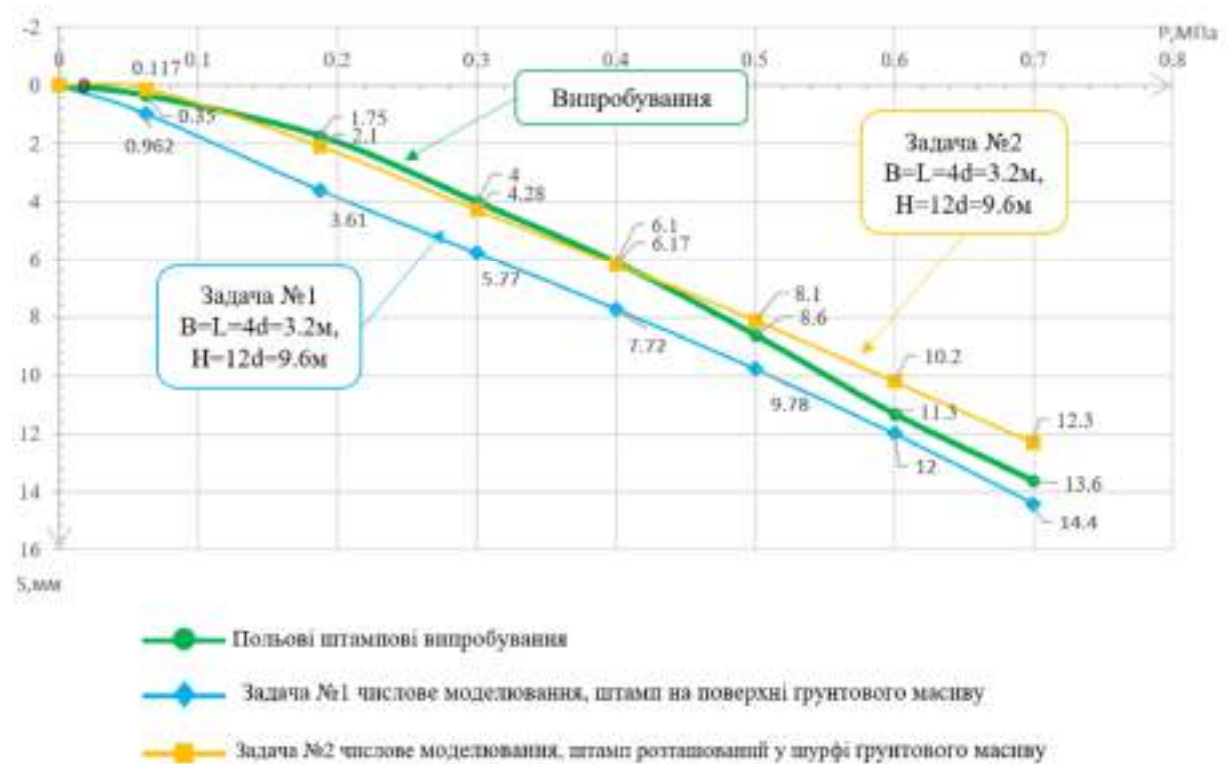


Рисунок 1.21 – Графік залежності осідання штампу від питомого тиску $s = f(p)$

Отже, міцність ґрунту основи для малозаглибленого штампу забезпечена, а збільшення глибини закладання призводить до зменшення осідання на 15%.

Висновки за розділом 1

1. Малозаглиблені фундаменти рекомендується використовувати для малоповерхового будівництва. Вони рекомендуються переважно для будевель зі стіною конструктивною схемою. За рахунок зменшення обсягів бетону знижуються загальні витрати на улаштування фундаментів.

2. Для боротьби з проблемою можливості морозного здимання пропонуються такі шляхи його запобігання:

- заміна здимального ґрунту на нездимальний в межах глибини сезонного промерзання;

- влаштування постійно діючого дренажу, що запобігає замочуванню здимального ґрунту і отже зменшує або ліквідує ризик здимання;
- об'єднання фундаментів всіх стін будівлі в єдину систему (горизонтальну раму), що перерозподіляє нерівномірні деформації основи;
- теплоізоляція фундаментів та вимощення навколо будівлі, яка забезпечує відсутність промерзання ґрунту під фундаментом.

3. В літературі практично відсутні матеріали з дослідження несучої здатності фундаментів при зменшенні глибини закладання.

РОЗДІЛ 2

ФІЗИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ ФУНДАМЕНТУ ПРИ РІЗНІЙ ГЛИБИНІ ЗАКЛАДАННЯ

2.1 Планування фізичного моделювання роботи фундаментів при різній глибині закладання

Дуже привабливим для інженерів є створення і випробовування фізичних моделей основ та фундаментів з подальшим перенесенням одержаних даних на натурні споруди. На відносно малій моделі в лабораторії або на полігоні можна відтворити складну конфігурацію споруди або складну структуру ґрунтового середовища, а також відносно просто можна змінювати навантаження і граничні умови, що дозволяє дослідити багато варіантів.

Але необхідно чітко розуміти, що планування таких досліджень або випробувань і тим більше використання їх результатів можливі лише за умови виконання обґрунтованих умов моделювання – тобто правил перенесення даних випробувань на натуру. Інакше результати випробувань втрачають свою цінність, а іноді приводять до вкрай необґрунтованих висновків і грубих помилок. В багатьох випадках виконати повністю умови моделювання складно або навіть неможливо. Але і в цьому випадку необхідне знання умов моделювання і оцінка впливу їх часткового виконання на результати експерименту.

Умови моделювання витікають з використання методів теорії подібності і аналізу розмірностей.

Характерно, що для одержання умов моделювання (умов подібності) немає необхідності мати рішення певної модельованої задачі, а достатньо мати тільки систему загальних рівнянь, що описують прийнятну розрахункову модель середовища, для якого визначаються умови подібності

– моделювання. Так, умови моделювання для однієї з найбільш широких розрахункових моделей ґрунтів – змішаної задачі теорії лінійно-деформованого середовища і теорії граничної рівноваги – були одержані В.А.Флорінім (1937) ще задовго до рішення будь-яких конкретних задач.

Зв'язок між всіма величинами, що входять в систему рівнянь для природи і в систему рівнянь для моделі, може бути представлений через масштабні множники: α_l – масштаб довжин, α_n – масштаб напружень, α_γ – масштаб питомої ваги для власної ваги ґрунту, α_c – масштаб зв'язності, α_φ – масштаб кута внутрішнього тертя. В результаті розміри моделі, навантаження і напруження будуть пов'язані з природою залежностями [23]

$$\begin{aligned} b' &= \alpha_l b; & x' &= \alpha_l x; & z' &= \alpha_l z; \\ q' &= \alpha_n q; \\ \sigma_x &= \alpha_n \sigma_x; & \sigma_z &= \alpha_n \sigma_z; & \tau_{xz} &= \alpha_n \tau_{xz}. \end{aligned} \quad (2.1)$$

А характеристики властивостей ґрунтів моделі і природи – залежностями

$$\gamma'_{sp} = \alpha_\gamma \gamma_{sp}; \quad \sin \varphi' = \alpha_\varphi \sin \varphi; \quad \sigma'_c = \alpha_c \sigma_c; \quad (2.2)$$

Слід підкреслити, що масштабні множники – це числа, що показують, наприклад, у скільки разів модель менше споруди або у скільки разів питома вага матеріалу моделі більше питомої ваги ґрунту в природі і т.п.

Тотожне співвідіння другого рівняння рівноваги, а також рівняння граничних рівноваг, можливе лише при виконанні наступних залежностей між масштабними множниками

$$\begin{aligned} \alpha_n / (\alpha_l \alpha_\gamma) &= 1; & \alpha_c / \alpha_n &= 1; & \alpha_\varphi &= 1. \\ \text{Або} & & \alpha_n &= \alpha_c = \alpha_l \alpha_\gamma; & \alpha_\varphi &= 1. \end{aligned} \quad (2.3)$$

Вирази (2.3) і є умовами моделювання змішаної задачі теорії лінійнодеформованого середовища і середовища теорії граничної рівноваги. Таким чином, при виконанні цих умов моделювання розподіл напружень і обрис областей граничної рівноваги на моделі і в природі будуть подібними. Одержавши результати замірювань на моделі, легко можна перенести їх на природу за залежностями (2.1).

Для деформацій в лінійнодеформованій області ґрунтового однорідного ізотропного середовища аналогічним чином можна одержати умову $\alpha_d = \alpha_n$, де α_d – масштаб деформацій.

Слід відзначити, що необхідність виконання умови $\alpha_n = \alpha_l \alpha_\gamma$ витікає з рівняння рівноваги і не залежить від властивостей середовища як в «пружній», так і в «пластичній» областях. Отже, вона є універсальною – обов'язковою при будь-якій розрахунковій моделі ґрунту. Умови ж $\alpha_n = \alpha_c$; $\alpha_\phi = 1$ в «пластичній» області, що витікають з умови міцності Кулона, повинні виконуватись при будь-яких властивостях деформованості середовища в «пружній» області (наприклад, нелінійності, неоднорідності, анізотропності).

При будь-якому іншому вигляді рівняння пластичності аналогічні умови можуть бути легко одержані таким же шляхом.

Переходячи до практичного використання умов моделювання (2.3), розглянемо реальні можливості їх виконання у незв'язних і зв'язних ґрунтах.

Випадок незв'язного ґрунту. Для незв'язного ґрунту ($\sigma_c = 0$) умови (2.3) набувають вигляду

$$\alpha_n = \alpha_l \alpha_\gamma; \quad \alpha_\phi = 1. \quad (2.4)$$

При використанні для моделі того ж незв'язного ґрунту, що і в натурі, і приводячи його у такий же стан за щільністю, одержуємо $\alpha_\gamma = 1$; $\alpha_\phi = 1$, а умова (2.4) перетворюється на $\alpha_n = \alpha_l$.

Іншими словами, у скільки разів модель менше споруди, у тільки ж разів має бути меншим навантаження і у стільки ж разів будуть менше напруження, заміряні на моделі. Таким чином в випадку незв'язного ґрунту пряме моделювання можливе.

Було заплановано провести фізичне моделювання роботи фундаментів мілкового закладання [24] у лотку розмірами 1800x1200x1000 мм (рис. 2.1). В якості ґрунту заплановано використовувати пісок середньої крупності. В табл. 2.1 наведені характеристики піску, який використаний для дослідів.



Рисунок 2.1 – Лоток з ущільненим піском, накритий поліетиленовою плівкою для збереження вологості

Таблиця 2.1 – Фізико- механічні характеристики ґрунту в лотку

Назва характеристики	Пісок середньої щільності
Щільність, кг/м ³	1670
Вологість	0,07
Коефіцієнт пористості	0,70
Кут внутрішнього тертя, град.	30
Питоме зчеплення, кПа	1

Насипання піску в лоток здійснювалось пошарово з ущільненням кожного шару трамбівкою. Щільність піщаної основи контролювалась ваговим методом за способом «ріжучого кільця» відповідно до вимог [25] (рис. 2.2). Вологість визначалась методом висушування до постійної маси теж згідно з [25].



Рисунок 2.2 – Контроль щільності укладання піску в лоток

Аналізуючи розміри лотка для збереження непорушеної картини напруженого стану в ґрунтовій основі навколо підсиленого фундаменту, а також параметри опорної рами для передачі навантаження обрано масштаб моделювання 1:15.

Для досліджень була виготовлена металева модель стовпчастого фундаменту мілкого закладання, яка являє собою жорстку металеву плиту (рис. 2.3) з підколони́ком. Розмір подошви моделі фундаменту 230×245 мм. Додатково випробувалась модель стовпчастого фундаменту з розмірами подошви 200×200 мм та модель стрічкового фундаменту з розмірами подошви 235×450 мм.



Рисунок 2.3 – Модель фундаменту мілко́го закладання з розмірами подошви 230×245 мм

На стовпчасті моделі передавалось зосереджене навантаження через підколони́к, а на стрічковий фундамент – погонне навантаження через жорстку балку.

В якості упорної системи для передачі навантаження на моделі використовується металева рама з прокатних профілів, що дозволяє передавати навантаження на модель до 3000 кН.

Навантаження на фундамент передавалось за допомогою автомобільного домкрату, а для виміру зусилля, що передається, використовувався динамометр. Домкрат і динамометр розраховані на передачу навантаження до 5 т.

Для замірювання переміщень фундаменту використовувались система прогиномірів, встановлена на незалежній упорній системі, закріпленій на стінки лотка (рис. 2.4). Ціна поділки прогиномірів 0,01 мм.



Рисунок 2.4 – Кріплення прогиноміру до балки, закріпленій до стінок лотка

На рис. 2.5, 2.6 показана уся система для передавання навантаження на моделі фундаментів.



Рисунок 2.5 – Модель стовпчастого фундаменту перед випробуванням



Рисунок 2.6 – Модель стрічкового фундаменту перед випробуванням

Фізичним моделюванням на маломасштабних моделях досліджувався вплив на роботу стовпчастого і стрічкового фундаменту його глибини закладання.

Для аналізу відмінності поведінки фундаментів при різній глибині закладання було заплановане проведення навантаження моделей при глибинах закладання $0,1b$; $0,5b$; $1,0b$, де b – ширина підошви фундаменту.

Варіювання глибини прийняте з врахуванням практики використання фундаментів мілкового закладання. У таблиці 2.2 наведена програма модельного експериментального дослідження.

Таблиця 2.2 - Програма модельного експериментального дослідження

Розміри підошви моделі фундаменту, мм	Глибина закладання моделі фундаменту
230×245	0,1b
230×245	0,5b
230×245	1,0b
200×200	0
200×200	1,0b
235×450	0
235×450	1,0b

2.2 Результати фізичного моделювання роботи стовпчастих та стрічкового фундаментів

На рис. 2.7 – 2.10 наведена фотофіксація підготовки котловану і розміщення моделі на глибинах $0,1b$; $0,5b$; $1,0b$. Після розміщення моделі у котловані виконувалась зворотна засипка з ущільненням ґрунту.



Рисунок 2.7 – Підготовка котловану і розміщення моделі фундаменту у ґрунті при глибині закладання $0,1 b$



Рисунок 2.8 – Підготовка котловану і розміщення моделі фундаменту у ґрунті при глибині закладання $0,5 b$



Рисунок 2.9 – Система навантаження моделі фундаменту у ґрунті при глибині закладання $0,5 b$

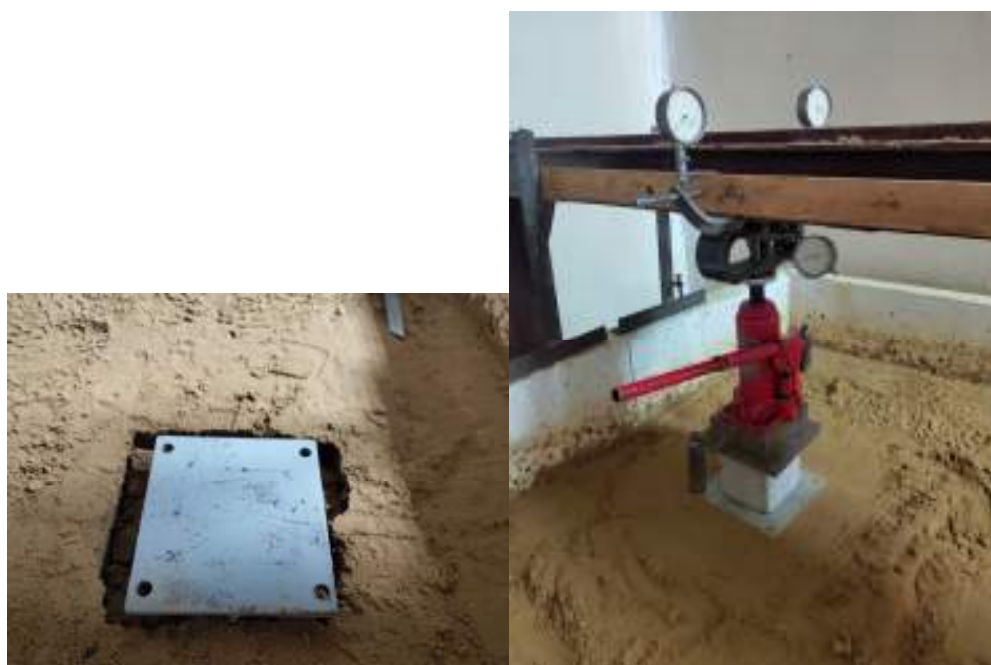


Рисунок 2.10 – Підготовка котловану і розміщення моделі фундаменту у ґрунті при глибині закладання $1,0 b$

Навантаження на фундаменти передавалось ступенями по 1,0 кН. Кожен ступінь витримувався до умовної стабілізації деформацій, що складала 0,25 мм зп 15 хвилин спостережень. Випробування проводилось до втрати ґрунтом основи стійкості, що характеризується різким збільшенням деформації при прикладанні чергового ступеня навантаження. На рис. 2.11, 2.12 наведений стан основи при втраті ґрунтом стійкості при відповідних глибинах закладання фундаменту.



Рисунок 2.11 – Стан основи при втраті ґрунтом стійкості при глибинах закладання фундаменту 0, 1 та 0,5 b



Рисунок 2.12 – Характер деформацій основи після втрати ґрунтом стійкості при глибині закладання 1,0b

Для кожного з дослідів за програмою експериментального дослідження були одержані графіки залежності осідання – навантаження фундаменту.

На рис. 2.13 – 2.15 ці графіки осідання – навантаження згруповані для кожного розміру моделі, що дозволяє проаналізувати відмінність між ними.

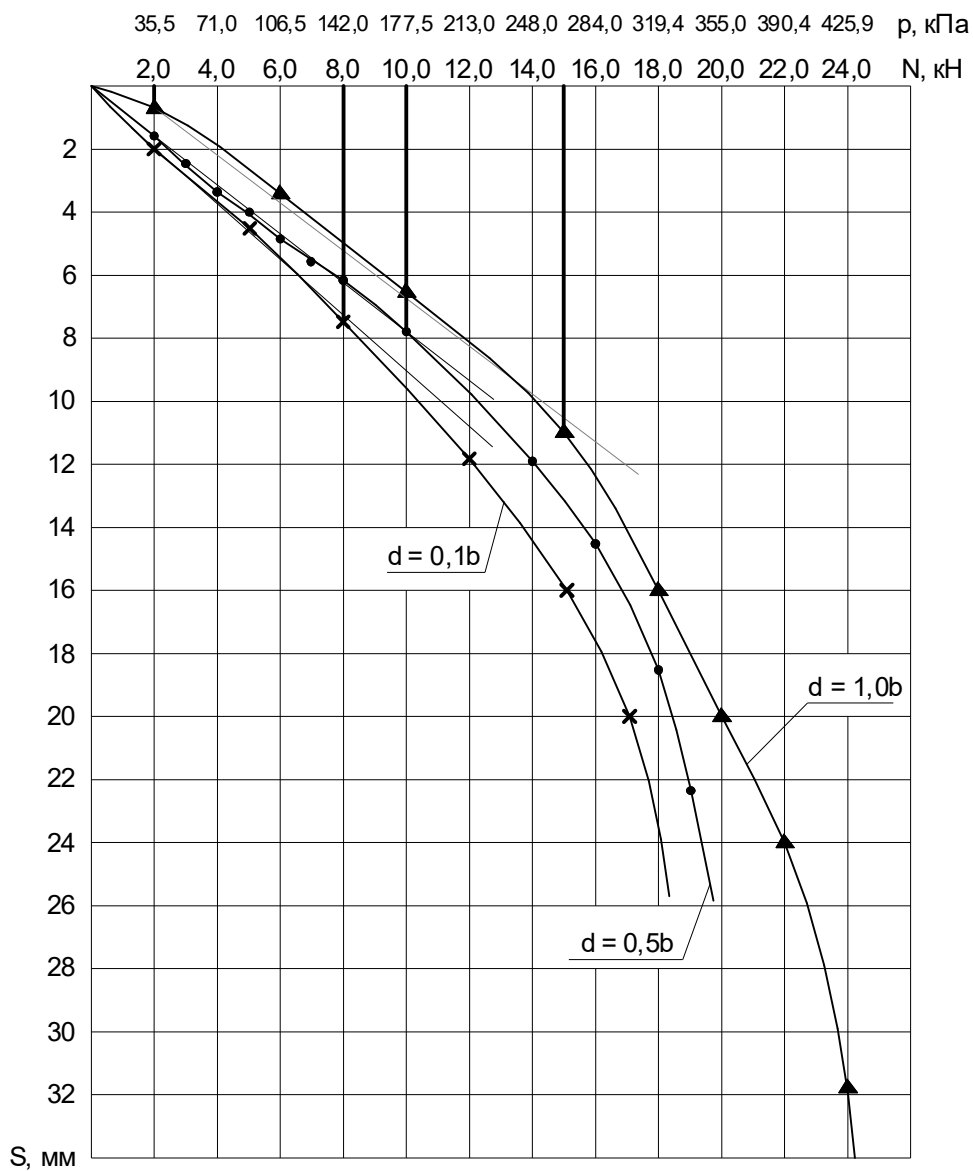


Рисунок 2.13 – Графіки осідання (мм) – навантаження (кН, кПа) для штампів 230×245 мм з різною глибиною закладання

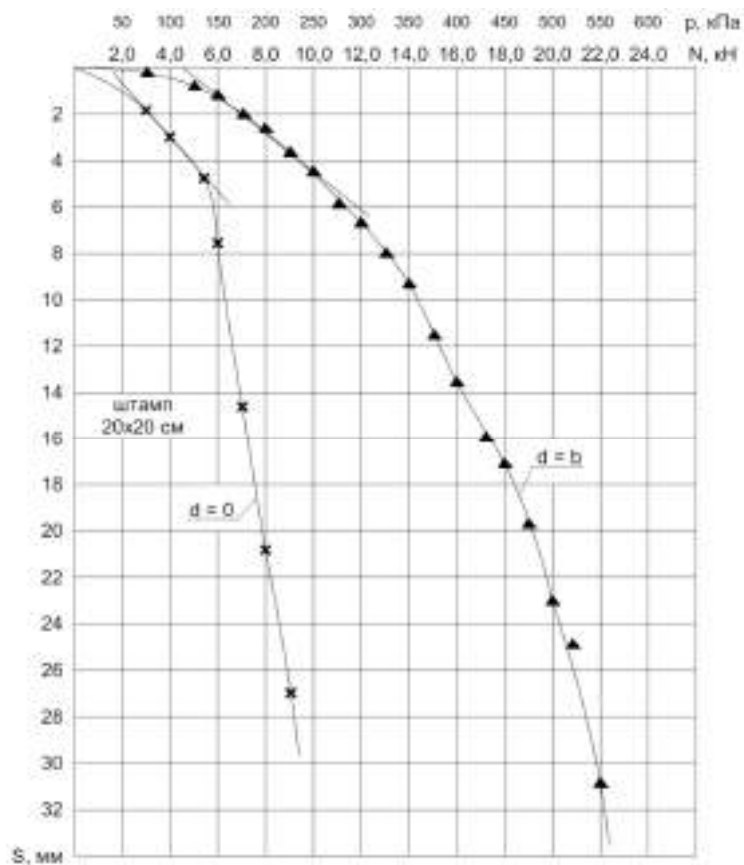


Рисунок 2.14 – Графіки осідання (мм) – навантаження (кН, кПа) для штампю 200×200 мм з різною глибиною закладання

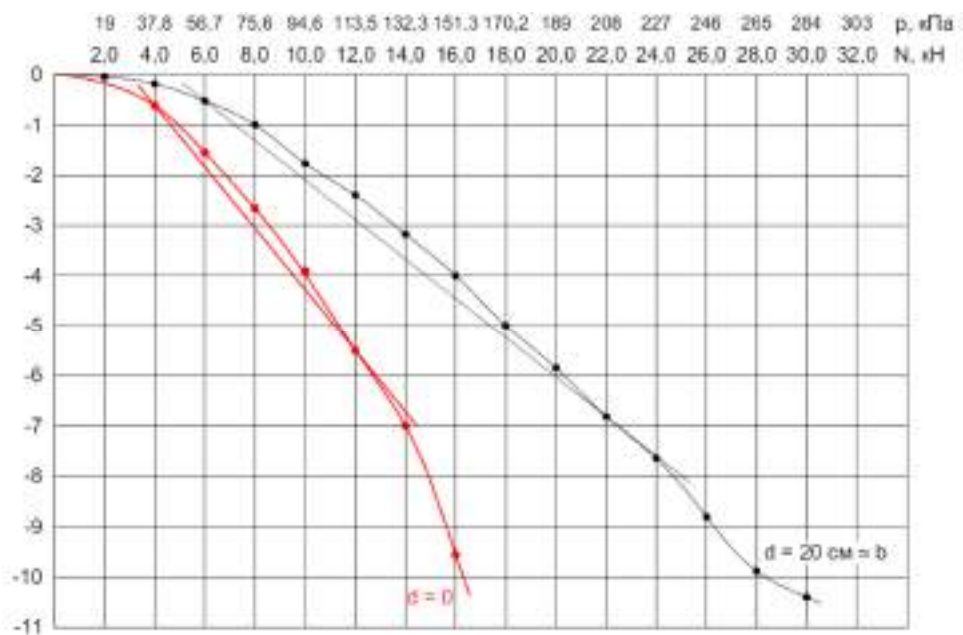


Рисунок 2.15 – Графіки осідання (мм) – навантаження (кН, кПа) для моделі стрічкового фундаменту з різною глибиною закладання

Для визначення розрахункового опору ґрунту основи знайдена межа пропорційності на графіку осідання – навантаження. Результати визначення розрахункового опору та несучої здатності моделей наведені у таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Результати визначення розрахункового опору та несучої здатності моделей

Фундамент	Глибина закладання	Розрахунковий опір, R, кПа	Несуча здатність, N_u , кН
з розмірами підошви 230×245 мм	0,1b	142	300
	0,5b	177	350
	1,0b	260	420
з розмірами підошви 200×200 мм	0	130	250
	1,0b	260	600
стрічковий фундамент	0	130	
	1,0b	230	

Аналіз одержаних результатів показав, що при збільшенні глибини закладання від 0 до 1,0b відбувається приблизно подвійне зменшення величини осідання, і подвійне збільшення розрахункового опору. Здійснюється і збільшення несучої здатності. Але розрахунковий опір збільшується при заглибленні достатньо суттєво, а несуча здатність незначно.

Для аналізу впливу глибини закладання фундаменту на осідання, розрахунковий опір основи та її несучу здатність за методиками, закладеними у нормах [2], були проведені розрахунки відповідних параметрів для ґрунтової основи стовпчастого фундаменту з піску дрібного з характеристиками: $\gamma = 18,9$ кН/м³, $e = 0,68$, $c = 1$ кПа, $\varphi = 30^\circ$, $E = 20$ МПа.

Прийняті два варіанти розмірів підошви фундаментів: 2,7х2,7 м та 2,1х2,1 м. Глибина закладання мінімальна 0,5 м та 0,5b; 1,0b.

Розрахунковий опір визначався за формулою (Е.1) [2]

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left(M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_c C_{II} \right). \quad (2.5)$$

Несуча здатність за формулою (Ж.3) [2]

$$N_u = b' l' (N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_I + N_q \xi_q d \gamma_I' + N_c \xi_c c_I) \quad (2.6)$$

з перерахуванням на граничний тиск $p_u = N_u / b'l'$.

Розрахунок осідання при покроковому навантаженні здійснювався за методом пошарового підсумовування. Результати розрахунків наведені у таблиці 2.4 та на рис. 2.16.

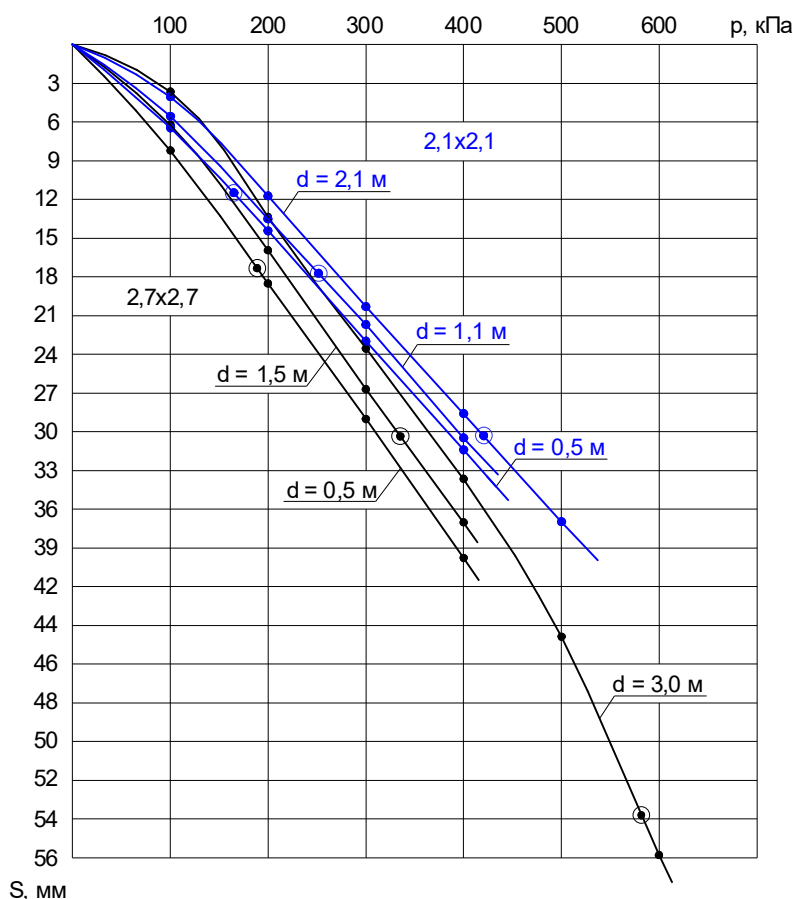


Рисунок 2.16 – Залежність навантаження-осідання для однорідної основи з піщаного ґрунту, побудована за методом пошарового підсумовування для стовпчастого фундаменту

Таблиця 2.4 - Розрахунковий опір та граничне навантаження на фундамент у піщаному ґрунті

Розміри підшви фундаменту, м	Глибина закладання, d, м	Розрахунковий опір ґрунту основи, R, кПа	Граничний тиск на ґрунт. p_u , кПа
2,7x2,7	0,5	182	927
	1,5	339	1755
	3,0	575	2997
2,1x2,1	0,5	162	822
	1,1	253	1319
	2,1	413	2147

При розрахунках за нормами якісний характер залежності осідання від навантаження в межах лінійної фази при зміні глибини закладання аналогічний показаному на рис. 2.13 за результатами маломасштабних випробувань. Приріст розрахункового опору при зміні глибини закладання також може бути оцінений за методиками норм. Що стосується граничного опору, то при моделюванні його приріст із збільшенням глибини закладання виявився не таким значним, як при розрахунках за методикою норм. Це пояснюється як недосконалістю аналітичних формул, так і, можливо недостатньо якісним ущільненням ґрунту зворотної засипки при проведенні фізичного моделювання.

На рис. 2.17 наведений зведений графік осідання навантаження для всіх трьох моделей.

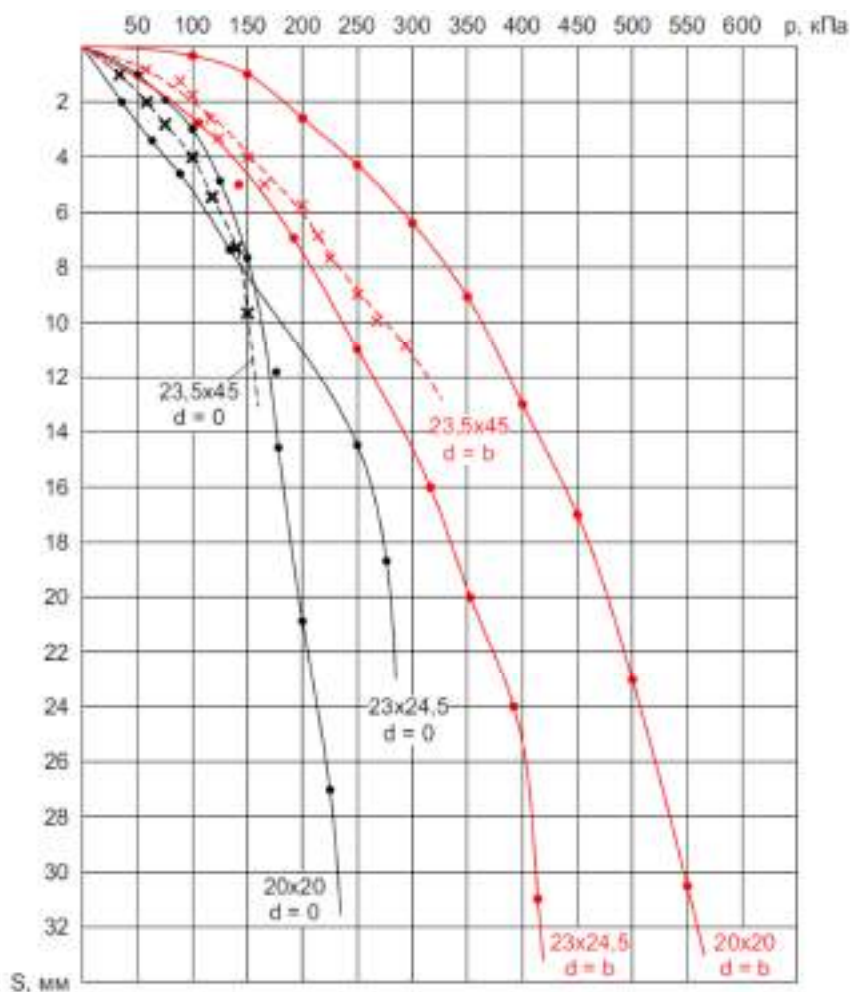


Рисунок 2.17 - Зведений графік осідання навантаження для всіх трьох моделей

Висновки за розділом 2.

1. Збільшення глибини закладання з 0 до 1,0b призводить до покращення роботи фундаменту мілкового закладання. Зокрема зменшення осідання на величину до 100%, подвійного зростання розрахункового опору ґрунту основи та граничного тиску на ґрунт.

2. При зменшенні глибини закладання при сталих навантаженнях потрібно збільшувати розміри підшви фундаменту, що призводить до зменшення тиску під підшвою і, як наслідок, зменшення осідання. З точки зору витрат на фундаменти, збільшення розмірів підшви може бути компенсоване зменшенням висоти підколоники і значним зменшенням обсягів земляних робіт.

РОЗДІЛ 3

МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ СИСТЕМИ ОСНОВА- ФУНДАМЕНТ-СПОРУДА ПРИ РІЗНІЙ ГЛИБИНІ ЗАКЛАДАННЯ ФУНДАМЕНТУ

Для моделювання роботи фундаментів з різною глибиною закладання, а також впливу глибини закладання фундаментів на роботу системи споруда-фундамент-основа був використаний програмний комплекс Ліра-САПР [26].

При моделюванні окремих фундаментів або споруди в цілому використовувалась система ГРУНТ, що дозволяє розглянути напружено-деформований стан (НДС) системи фундамент – основа при спільній роботі її елементів. Вихідними даними для розрахунку піддатливої основи є:

- перенесена з вихідних даних схема елементів, що моделюють фундаментні плити з навантаженнями p_z ;
- додаткові навантаження на ґрунт (в разі необхідності), їх розміщення, величини і відмітки площини прикладання;
- модель ґрунту, яка містить опис характеристик ґрунтів і відомості про свердловини (їх розташування в плані і нашарування ґрунтів).

Система ГРУНТ за даними інженерно-геологічних вишукувань майданчику будівництва виконує побудову трьохвимірної моделі ґрунту. Відповідно до цієї моделі визначаються значення коефіцієнтів жорсткості, що залежать від навантажень на фундаментну плиту, а також обчислюється глибина стисливої товщі і осідання фундаменту.

Величини коефіцієнтів жорсткості для кожного кінцевого елемента автоматично передаються в загальну комп'ютерну модель, яка використовується для розрахунку системи надземна споруда-фундаментні конструкції-ґрунтовий масив.

На рис. 3.1 показана панель вихідних даних і результатів розрахунку осідання фундаменту.

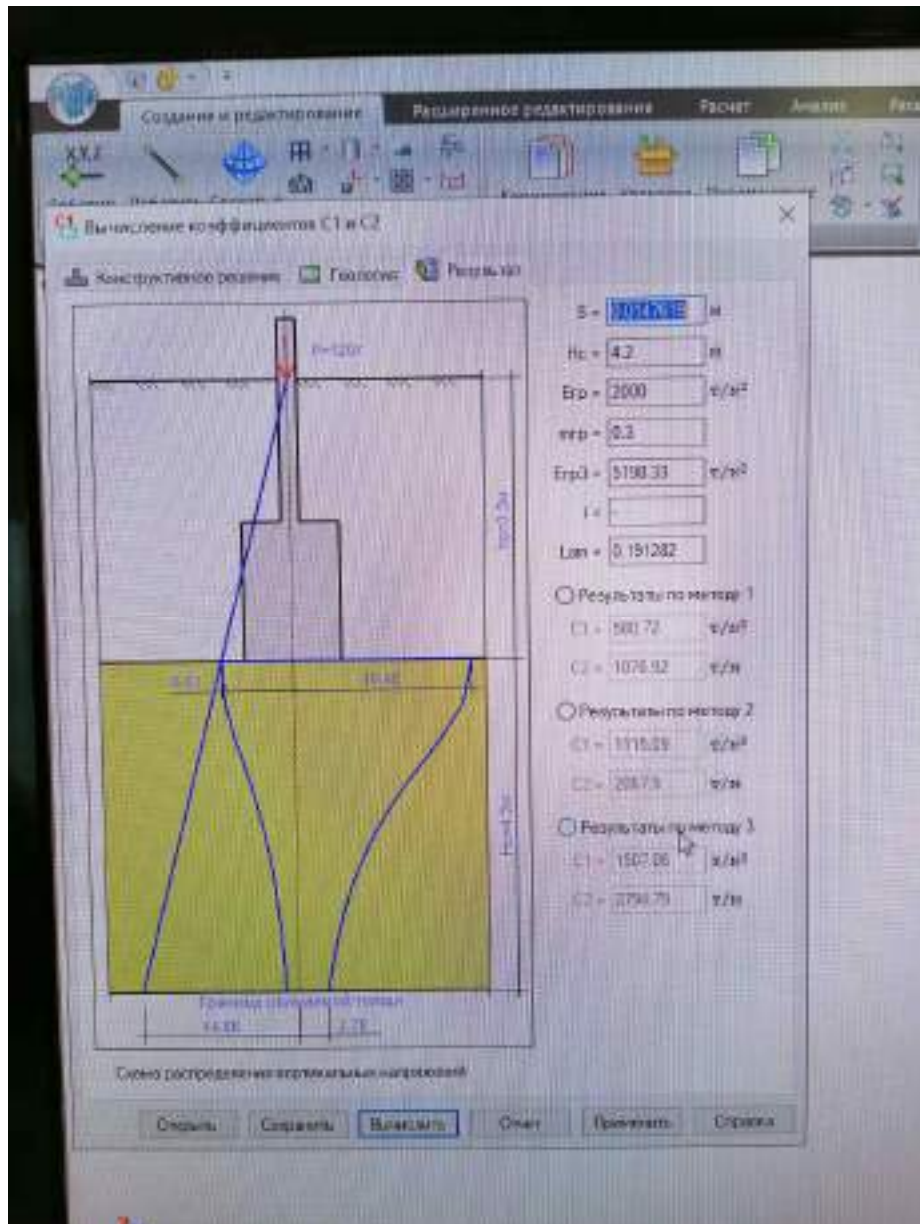


Рисунок 3.1 – Панель вихідних даних і результатів розрахунку осідання фундаменту

Для моделювання ґрунтового масиву використовувався зв'язок програми “ЛИРА-САПР” та підпрограми комплексу “Ґрунт”. Для цього перед початком моделювання вводимо в програму “Ґрунт” характеристики ґрунтів та створюємо “свердловину” в якій задаються потужність шарів як показано на рис. 3.2. Для елементів фундаментних плит задаємо стартовий осереднений тиск під подошвою.

Г	А	Б	В	С	Д	Е	Ж	З	И	К	Л	М	Н	О
1	Вид	Гли	Назва	Глибина	Модуль пружності	Коефіцієнт Пуассона	Об'ємний коефіцієнт напруження	Коефіцієнт пористості	Грунт	Висота	Висота	Висота	Висота	Висота
2	1	1	Супісок	0.1	10000	0.2	0.001	0.4	1	1	1	1	1	
3	2	2	Глина	0.2	15000	0.25	0.002	0.45	1	1	1	1	1	
4	3	3	Супісок	0.3	12000	0.2	0.0015	0.42	1	1	1	1	1	
5	4	4	Глина	0.4	18000	0.25	0.0025	0.48	1	1	1	1	1	
6	5	5	Супісок	0.5	11000	0.2	0.0012	0.4	1	1	1	1	1	
7	6	6	Глина	0.6	16000	0.25	0.0022	0.46	1	1	1	1	1	
8	7	7	Супісок	0.7	13000	0.2	0.0013	0.41	1	1	1	1	1	
9	8	8	Глина	0.8	17000	0.25	0.0023	0.47	1	1	1	1	1	
10	9	9	Супісок	0.9	14000	0.2	0.0014	0.43	1	1	1	1	1	
11	10	10	Глина	1.0	19000	0.25	0.0024	0.49	1	1	1	1	1	

Рисунок 3.2 – Характеристики ґрунтової основи в програмі “Грунт”

Після цього за допомогою спеціального інструменту спільної роботи програм “Лир-визор” та “Грунт” дані про фундаментну плиту імпортуються в програму “Грунт” та прив’язуються до моделі ґрунту. Це дозволяє розрахувати коефіцієнти постелі перед основним розрахунком моделі що моделює сумісну роботу схему з ґрунтовою основою. Після розрахунку моделі передаємо значення опору ґрунту у стартову розрахункову схему для уточнення коефіцієнтів постелі. Розрахунки схеми проводимо декілька разів поки мозаїка опору ґрунту не стає сталою.

3.1. Планування досліджень впливу глибини закладання фундаменту на НДС системи будівля-фундамент-ґрунтова основа за допомогою програмного комплексу Ліра САПР

Метою математичного моделювання роботи системи будівля-фундамент-ґрунтова основа є аналіз зміни напружено-деформованого стану системи при переході від фундаменту, закладеного з урахуванням глибини сезонного промерзання (умовно 1,5 м), до малозаглибленого фундаменту з глибиною

закладання 0,5 м, що забезпечує розміщення у ґрунті плитної частини фундаменту.

Дослідження будемо проводити на прикладі каркасної 3-поверхової будівлі з монолітного залізобетону. Колони розміщуються з кроком 6х6 м. Переріз колон 0,3х0,3 м. Переkritтя монолітні товщиною 200 мм.

Розміщення стовпчастих фундаментів під колони при моделюванні показане на рис. 3.3.

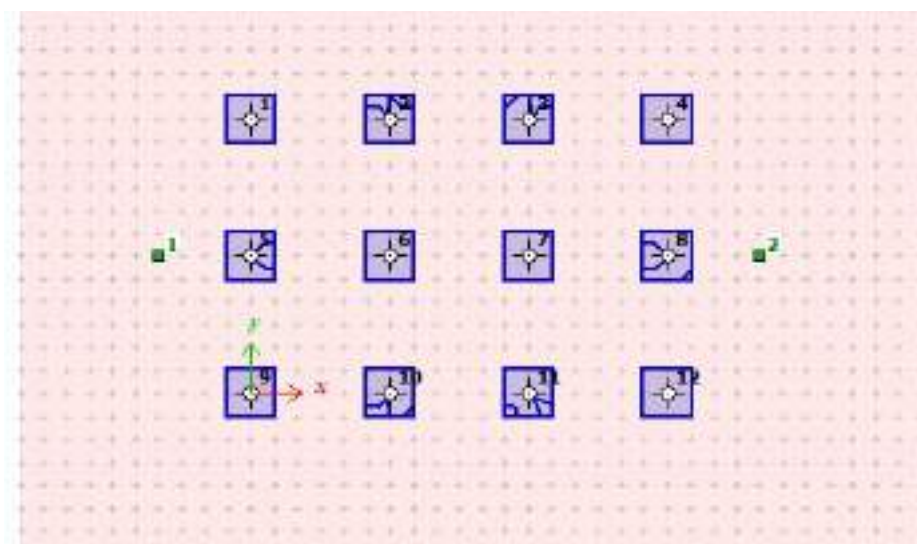


Рисунок 3.3 – Розміщення стовпчастих фундаментів під колони при моделюванні

Для аналізу обрані два види ґрунту:

1. Пісок дрібний середньої щільності з характеристиками: $\gamma = 18,9 \text{ кН/м}^3$, $w=0,2$; $S_r = 0,78$; $e = 0,68$, $c = 1 \text{ кПа}$, $\varphi = 30^\circ$, $E = 20 \text{ МПа}$.
2. Суглинок м'якопластичний з характеристиками: $\gamma = 17,5 \text{ кН/м}^3$, $w=0,17$; $S_r = 0,58$; $I_L = 0,56$; $e = 0,78$, $c = 20 \text{ кПа}$, $\varphi = 19^\circ$, $E = 14 \text{ МПа}$.

Обидва види ґрунтів відносяться до середнього діапазону характеристик [2, табл. В.1 – В.3].

Ґрунтова основа приймалась однорідною на значну глибину.

При моделюванні ґрунтового середовища розміри масиву приймались 10 м у глибину та 40х40 м у плані (рис. 3.4).

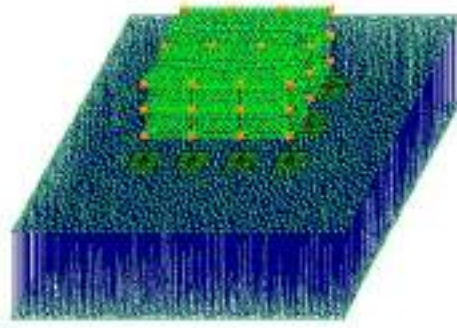


Рисунок 3.4 – Модель ґрунтового масиву

Попередньо були визначені для кожного з варіантів ґрунтової основи потрібні розміри підшви фундаментів за методиками норм [2] при глибині закладання 1,5 м та 0,5 м. Умовно для першого наближення величина навантаження на колону була прийнята $N_e = 1200$ кН.

1. Піщана основа.

При глибині закладання $d=0,5$ м потрібні розміри підшви 2,7х2,7 м. При цьому розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,2}{1,0} (1,15 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 18,9 + 5,59 \cdot 0,5 \cdot 18,0 + 7,95 \cdot 1) = 182,4 \text{ (кПа)},$$

$$\text{тиск під підшвою} \quad P_{сер} = \frac{N_e}{A} + \gamma_{ml} d = \frac{1200}{2,7 \cdot 2,7} + 24 \cdot 0,5 = 176,6 \text{ (кПа)} < R = 182,4 \text{ кПа}.$$

Граничний тиск на ґрунт

$$p_u = N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_l + N_q \xi_q d \gamma_l' + N_c \xi_c c_l = 12,39 \cdot 0,75 \cdot 2,7 \cdot 18,9 + 18,4 \cdot 2,5 \cdot 0,5 \cdot 18 + 30,14 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 927,4 \text{ (кПа)}.$$

При глибині закладання $d=1,5$ м потрібні розміри підшви 2,1х2,1 м. При цьому розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,2}{1,0} (1,15 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 18,9 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 18,0 + 7,95 \cdot 1) = 319,0 \text{ (кПа)},$$

$$\text{тиск під підшвою} \quad P_{сер} = \frac{N_e}{A} + \gamma_{ml} d = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,1} + 21 \cdot 1,5 = 303,6 \text{ (кПа)} < R = 319,0 \text{ кПа}.$$

Граничний тиск на ґрунт

$$p_u = N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_l + N_q \xi_q d \gamma_l' + N_c \xi_c c_l = 12,39 \cdot 0,75 \cdot 2,1 \cdot 18,9 + 18,4 \cdot 2,5 \cdot 1,5 \cdot 18 + 30,14 \cdot 1,3 \cdot 1,0 = 1650 \text{ (кПа)}.$$

2. Глиниста основа.

При глибині закладання $d = 0,5$ м потрібні розміри підшви $2,7 \times 2,7$ м. При цьому розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,47 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 17,5 + 2,89 \cdot 0,5 \cdot 17,5 + 5,48 \cdot 20) = 172,8 \text{ (кПа)},$$

тиск під підшвою $P_{сер} = \frac{N_e}{A} + \gamma_m d = \frac{1200}{2,7 \cdot 2,7} + 24 \cdot 0,5 = 176,6 \text{ (кПа)} \approx R = 172,8 \text{ кПа}.$

Граничний тиск на ґрунт

$$p_u = N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_l + N_q \xi_q d \gamma_l' + N_c \xi_c c_l = 2,57 \cdot 0,75 \cdot 2,7 \cdot 17,5 + 5,91 \cdot 2,5 \cdot 0,5 \cdot 17,5 + 14,07 \cdot 1,3 \cdot 20,0 = 586 \text{ (кПа)}.$$

При глибині закладання $d = 1,5$ м потрібні розміри підшви $2,5 \times 2,5$ м. При цьому розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,47 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 17,5 + 2,89 \cdot 1,5 \cdot 17,5 + 5,48 \cdot 20) = 226,6 \text{ (кПа)},$$

тиск під підшвою $P_{сер} = \frac{N_e}{A} + \gamma_m d = \frac{1200}{2,5 \cdot 2,5} + 21 \cdot 1,5 = 223,5 \text{ (кПа)} < R = 226,6 \text{ кПа}.$

Граничний тиск на ґрунт

$$p_u = N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_l + N_q \xi_q d \gamma_l' + N_c \xi_c c_l = 2,57 \cdot 0,75 \cdot 2,5 \cdot 17,5 + 5,91 \cdot 2,5 \cdot 1,5 \cdot 17,5 + 14,07 \cdot 1,3 \cdot 20,0 = 838 \text{ (кПа)}.$$

Отже, із зменшенням глибини закладання зменшується розрахунковий опір, що потребує збільшення розмірів підшви. Закономірно для піщаного ґрунту зменшення розрахункового опору відбувається інтенсивніше, оскільки питоме зчеплення майже відсутнє і R практично прямо пропорційно залежить від глибини закладання. Для глинистих ґрунтів впливовим чинником є питоме зчеплення, яке не залежить від глибини закладання, тому зменшення розрахункового опору при виглибленні фундаменту стає незначним і, отже збільшення розмірів підшви також потрібне незначне.

Міцність ґрунтової основи забезпечена при будь-якій глибині закладання з запасом.

Для одержаних розмірів подошви для кожного з видів основи був виконаний розрахунок осідання в залежності від прикладеного тиску і глибини закладання. Для розрахунку осідання використовувався метод пошарового підсумовування [2]. Додатково відслідковувалась і зміна величини осідання при глибинах закладання 3,0 та 4,5 м. Результати розрахунків наведені у таблицях 3.1, 3.2 та на рис. 3.5.

Таблиця 3.1 – Залежність осідання фундаменту від глибини закладання і розмірів подошви (тиску під подошвою) для піщаного ґрунту ($E=20$ МПа)

Глибина закладання, d, м	Тиск від власної ваги ґрунту в рівні подошви фундаменту, $\sigma_{zg,0}$, кПа	Ширина подошви квадратного фундаменту, b, м	Тиск під подошвою фундамента, σ_{zp} , кПа	Додатковий тиск в рівні подошви фундамента, $\sigma_{zp} - \sigma_{zg,0}$, кПа	Глибина стисли-вої товщі, H_c , м	Осідання фундамента, s, м
0,5	9,45	2,7	177,1	167,7	5,5	0,01620
		2,1	284,6	275,2	5,5	0,02180
1,5	28,35	2,7	194,6	166,3	5,0	0,01569
		2,1	302,1	273,8	5,0	0,02129
3,0	56,70	2,7	224,6	167,9	5,0	0,01584
		2,1	332,1	275,4	5,0	0,02142
4,5	85,1	2,7	250,1	165,1	5,0	0,01557
		2,1	357,6	272,6	4,5	0,02072

Таблиця 3.2 – Залежність осідання фундаменту від глибини закладання і розмірів подошви (тиску під подошвою) для глинистого ґрунту ($E=14$ МПа)

Глибина закладання, d, м	Тиск від власної ваги ґрунту в рівні подошви фундаменту, $\sigma_{zg,0}$, кПа	Ширина подошви квадратного фундаменту, b, м	Тиск під подошвою фундамента, σ_{zp} , кПа	Додатковий тиск в рівні подошви фундамента, $\sigma_{zp} - \sigma_{zg,0}$, кПа	Глибина стисли-вої товщі, H_c , м	Осідання фундамента, s, м
0,5	8,75	2,7	177,1	168,3	5,5	0,02324
		2,5	204,5	195,8	5,5	0,02574
1,5	26,30	2,7	194,6	168,3	5,5	0,02324
		2,5	222,0	195,7	5,5	0,02546
3,0	52,50	2,7	224,6	172,1	5,0	0,02320
		2,5	252,0	199,5	5,0	0,02529
4,5	78,75	2,7	250,1	171,35	5,0	0,02310
		2,5	277,5	198,75	5,0	0,02529

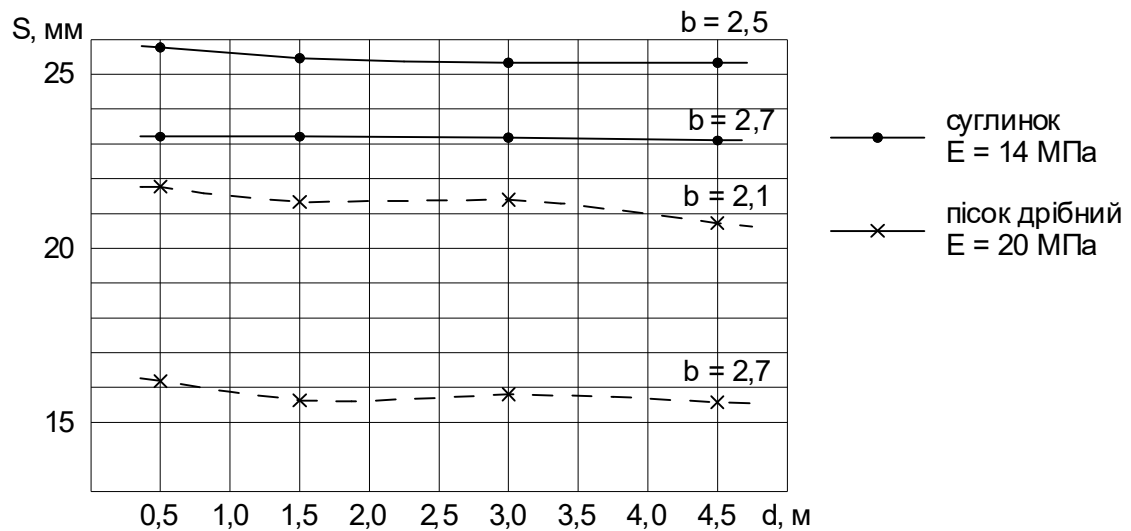


Рисунок 3.5 – Залежність осідання фундаменту від глибини закладання і розмірів підшви за формулами норм

Як бачимо з таблиць 3.1, 3.2 та рисунка 3.5 збільшення глибини закладання дуже мало впливає на величину осідання. Це пояснюється тим, що при незмінних розмірах підшви заглиблення призводить до зростання тиску під підшовою за рахунок власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах, але додатковий тиск під підшовою, який спричинює деформації, практично не змінюється. Дуже незначно змінюється і глибина стисливої товщі.

Головним чинником, який впливає на величину осідання основи, є зміна розмірів підшви, що призводить до зменшення додаткового тиску при збільшенні розмірів.

Отже, збільшення розмірів підшви при закладанні фундаментів на мінімальну глибину призводить до зменшення величини осідань.

Для відслідковування впливу зменшення глибини закладання на перерозподіл зусиль у елементах каркасу будівлі було заплановано провести математичне моделювання роботи каркасної будівлі на піддатливій основі за планом, наведеним у таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 – План проведення математичного моделювання роботи каркасної будівлі на піддатливій основі при різній глибині закладання фундаментів

Вид ґрунтової основи	Розміри підшви фундаментів, $b \times l$, м	Глибина закладання фундаментів, d , м
Пісок дрібний, $E=20\text{МПа}$	2,1x2,1	0,5
		1,5
		3,5
	2,7x2,7	0,5
		1,5
		3,5
Суглинок м'якопластичний, $E=14\text{МПа}$	2,5x2,5	0,5
		1,5
		3,5
	2,7x2,7	0,5
		1,5
		3,5

3.2 Результати чисельного моделювання системи «будівля – фундамент – основа»

Математичне моделювання роботи каркасної будівлі на піддатливій основі при різній глибині закладання фундаментів в програмному комплексі Ліра САПР дозволяє одержати розподіл зусиль в елементах каркасу, тиск під підшвою фундаментів (кольорові діаграми R_z), осідання під підшвами фундаментів (кольорові діаграми переміщень по осі Z).

На рис. 3.6 для прикладу наведена схема просторової моделі каркасної будівлі на піддатливій основі, на рис. 3.7 – деформована схема каркасу будівлі, на рис. 3.8 – епюри зусиль у колонах першого поверху, на рис. 3.9, 3.10 – епюри напружень у ґрунті при різній глибині закладання фундаментів.

У таблиці 3.4 наведені результати визначення перерозподілу зусиль в колонах першого поверху.

На рис. 3.11 – 3.12 наведені порівняльні кольорові діаграми переміщень (осідань) фундаментів на піщаному та глинистому ґрунтах при зміні глибини закладання з 1,5 м до 0,5 м.

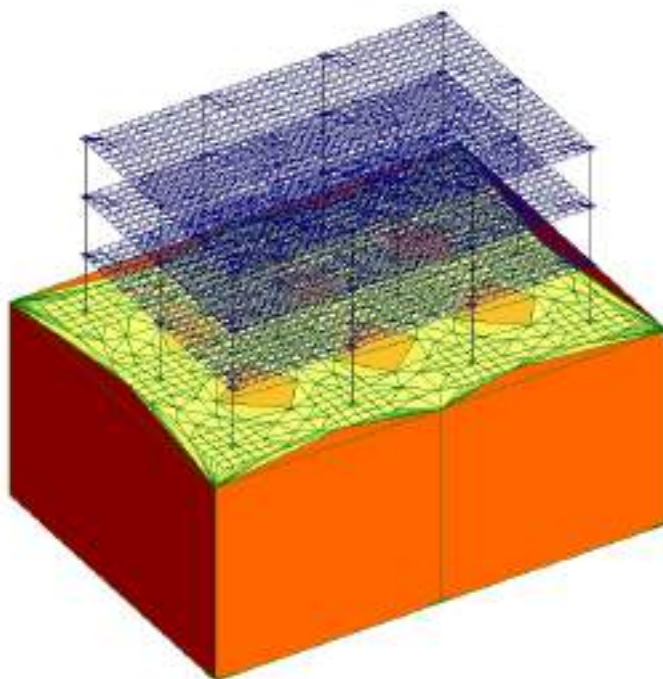


Рисунок 3.6 – Схема просторової моделі каркасної будівлі на піддатливій основі

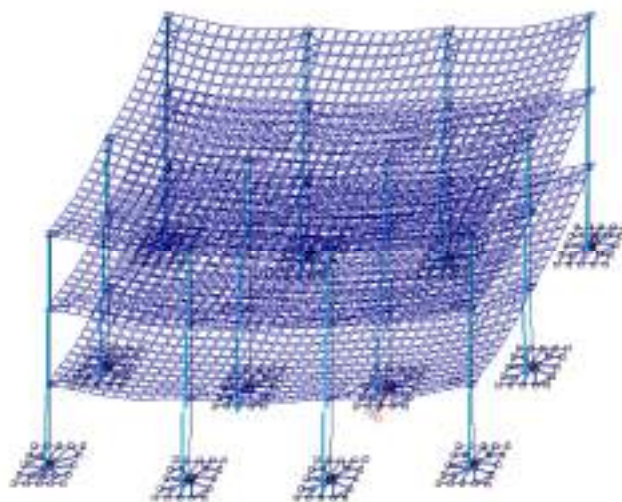


Рисунок 3.7 – Деформована схема каркасу будівлі

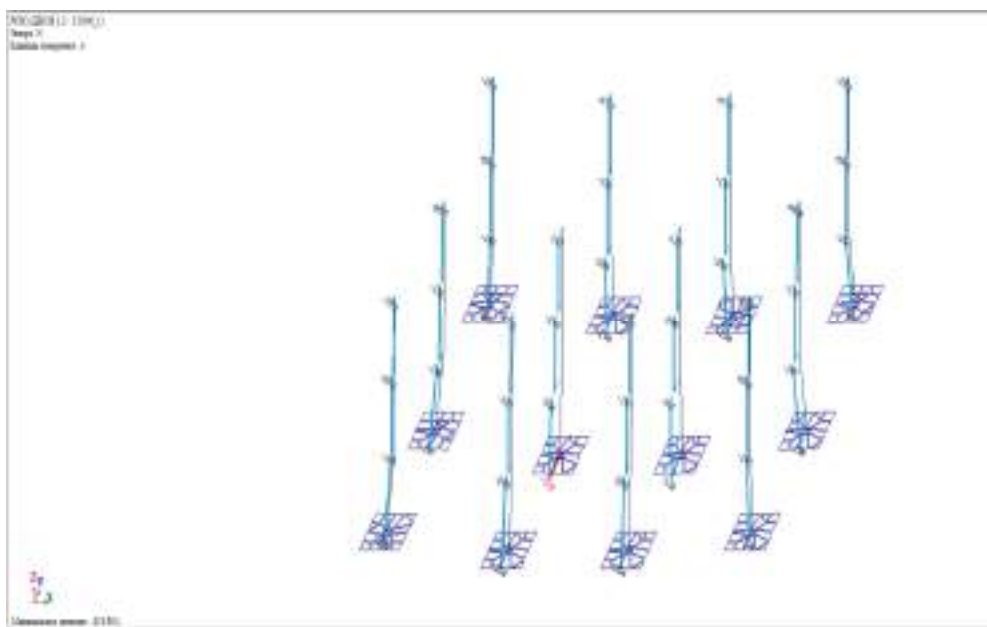


Рисунок 3.8 – Епюри зусиль у колонах першого поверху

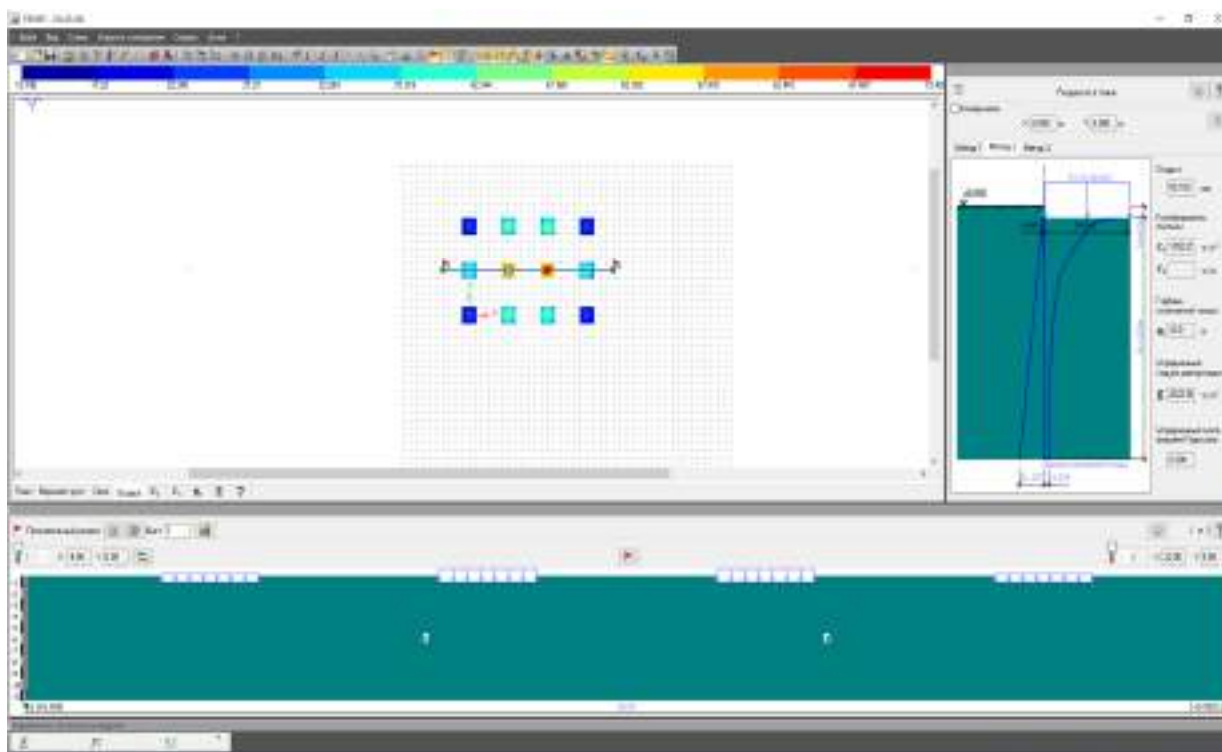


Рисунок 3.9 - Епюри напружень у піщаному ґрунті при глибині закладання фундаментів 0,5 м

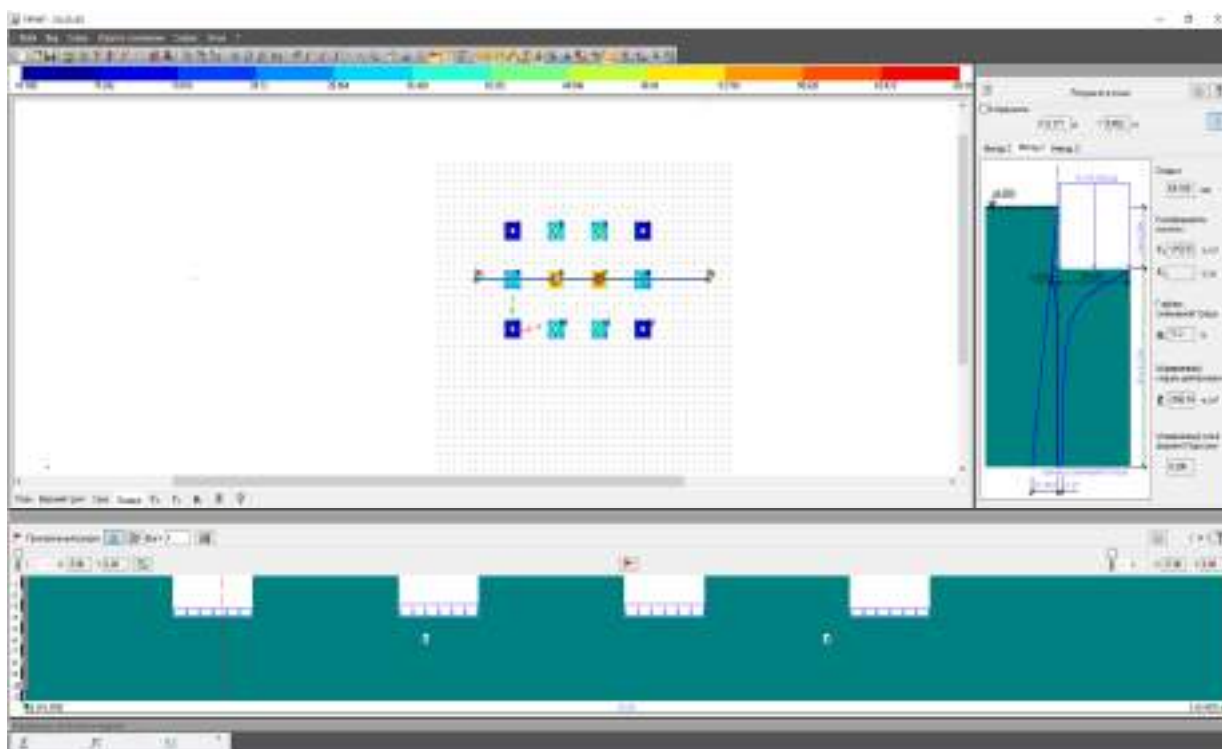


Рисунок 3.10 - Епюри напружень у піщаному ґрунті при глибині закладання фундаментів 3,5 м

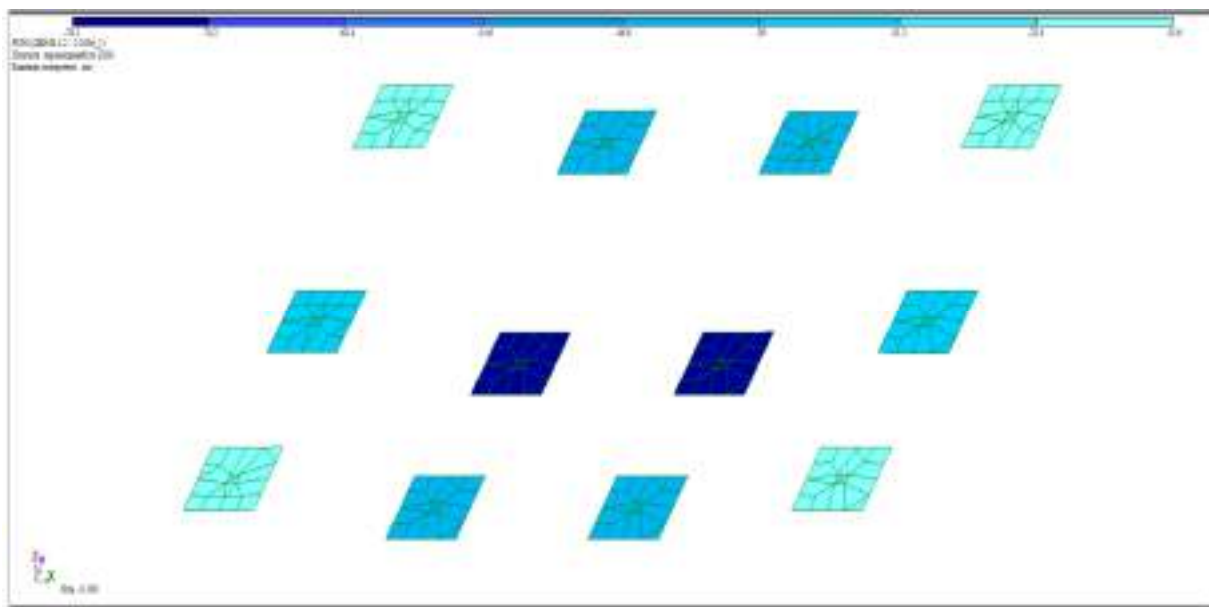
Таблиця 3.4 – Перерозподіл зусиль в колонах першого поверху при зміні розмірів підшви фундаментів і глибини закладання

Вид ґрунтової основи	Розміри підшви фундаментів, $b \times l$, м	Глибина закладання фундаментів, d , м	Зусилля в середніх колонах, кН	Зусилля в кутових колонах, кН	Зусилля в крайових колонах, кН
Пісок дрібний, $E=20$ МПа	2,1x2,1	0,5	3190	1030	2040
		1,5	3170	1040	2040
		3,5	3160	1040	2040
	2,7x2,7	0,5	3410	970	1980
		1,5	3250	1010	2030
		3,5	3410	972	1990
Суглинок м'якопластичний, $E=14$ МПа	2,5x2,5	0,5	2930	1160	2060
		1,5	2930	1160	2060
		3,5	3130	1070	2050
	2,7x2,7	0,5	3250	1020	2030
		1,5	3250	1020	2030
		3,5	3250	1020	2030

З результатів розрахунків і рис. 3.11, 3.12 видно, що величина осідання зменшується при збільшенні розмірів підшви і практично не змінюється при

заглибленні фундаментів сталих розмірів. Внаслідок перерозподілу зусиль у колонах за рахунок жорсткості каркасу середні колони дають значно більше осідання, ніж кутові і крайові.

а)



б)

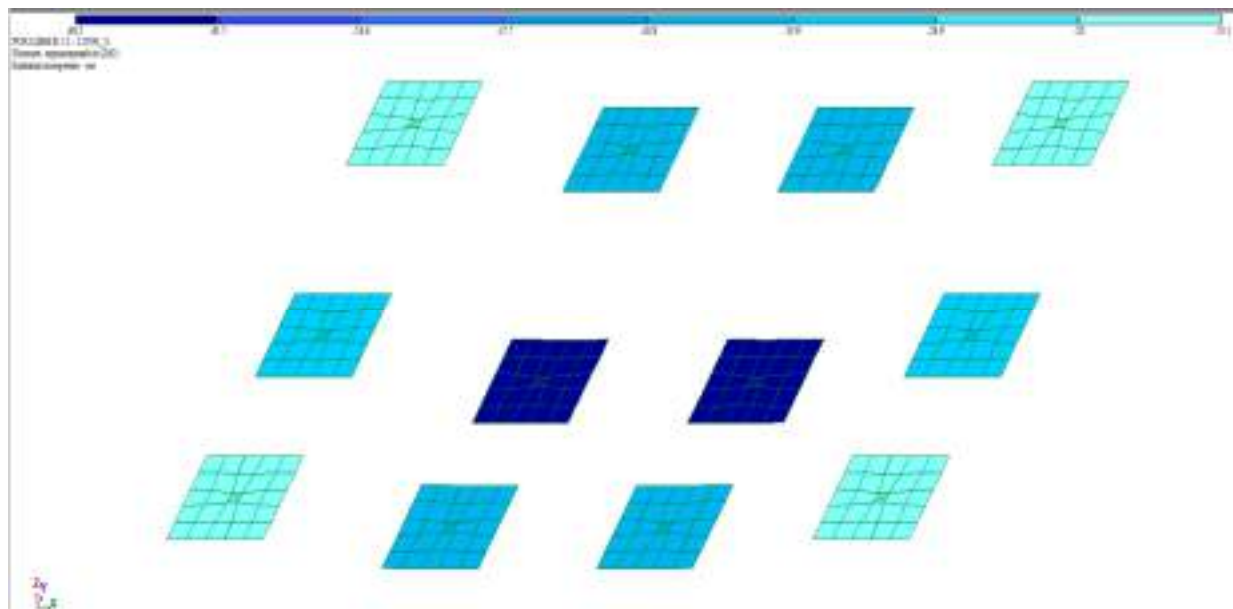


Рисунок 3.11 – Порівняльні кольорові діаграми переміщень (осідань) фундаментів на піщаному ґрунті при зміні глибини закладання з 1,5 м до 0,5 м: а) розміри підшви 2,1×2,1 м, глибина закладання 1,5 м; б) розміри підшви 2,7×2,7 м, глибина закладання 0,5 м

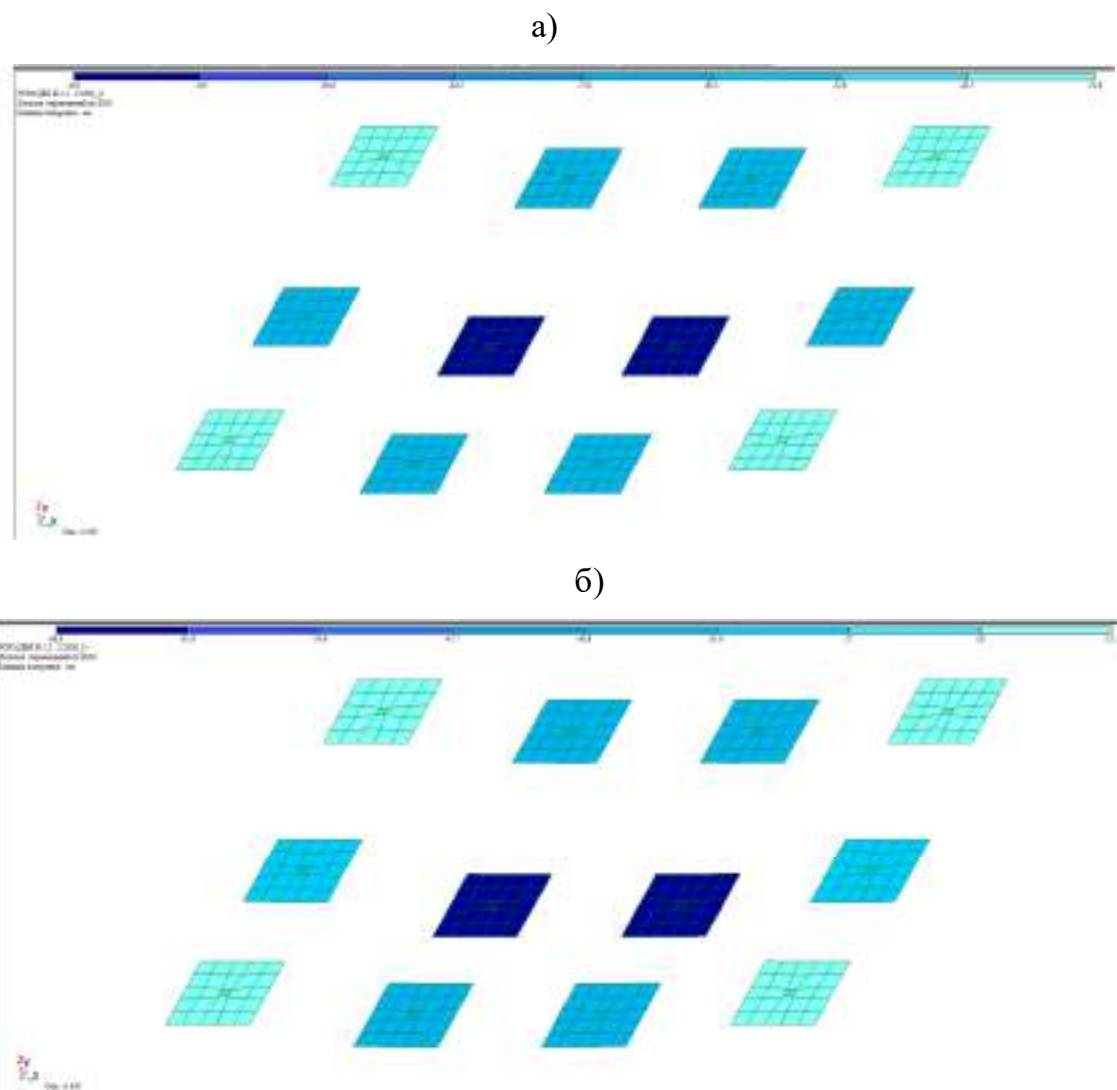


Рисунок 3.12 – Порівняльні кольорові діаграми переміщень (осідань) фундаментів на глинистому ґрунті при зміні глибини закладання з 1,5 м до 0,5 м:
 а) розміри підшви 2,5×2,5 м, глибина закладання 1,5 м; б) розміри підшви 2,7×2,7 м, глибина закладання 0,5 м

Ступінь перерозподілу зусиль між колонами першого поверху, що передають навантаження на фундаменти, залежить від піддатливості основи, а не від глибини закладання фундаментів. Оскільки при призначенні більших розмірів підшви при меншій глибині закладання зменшується осідання основи, тобто збільшується її жорсткість, то це призводить до меншої розподільчої здатності каркасу (більша концентрація зусиль у середніх колонах). Цей висновок

підтверджується тим, що до такого ж ефекту призводить збільшення модуля деформації ґрунтової основи.

Висновки за розділом 3

Отже, у результаті проведених чисельних досліджень з аналізу зміни напружено-деформованого стану системи при переході від малозаглибленого фундаменту з глибиною закладання 0,5 м, що забезпечує розміщення у ґрунті плитної частини фундаменту, до фундаменту, закладеного з урахуванням глибини сезонного промерзання (умовно 1,5 м) та більшої глибини, можна зробити такі висновки:

1. Величина осідання зменшується при збільшенні розмірів подошви і практично не змінюється при заглибленні фундаментів сталих розмірів. Внаслідок перерозподілу зусиль у колонах за рахунок жорсткості каркасу середні колони дають значно більше осідання, ніж кутові і крайові;

2. Ступінь перерозподілу зусиль між колонами першого поверху, що передають навантаження на фундаменти, залежить від піддатливості основи, а не від глибини закладання фундаментів. Оскільки при призначенні більших розмірів подошви при меншій глибині закладання зменшується осідання основи, тобто збільшується її жорсткість, то це призводить до меншої розподільчої здатності каркасу (більша концентрація зусиль у середніх колонах);

3. Оскільки збільшення модуля деформації ґрунтової основи призводить до збільшення її жорсткості, то це призводить до меншої розподільчої здатності каркасу.

4. Перехід від стандартної до малої глибини закладання фундаменту для малоповерхової забудови не призводить до значної зміни напружено-деформованого стану системи основа-фундамент-споруда і знаходиться у тому ж діапазоні, що пов'язаний із зміною середнього модуля деформації основи. Отже, перехід до використання малозаглиблених фундаментів не чинить небезпеки втрати стійкості основи, або виникнення значних додаткових напружень у надфундаментних конструкціях.

РОЗДІЛ 4

Технічна частина

4.1 Архітектурно-будівельні рішення

4.1.1 Район будівництва

Будинок запроєктований у місті Вінниця. Клімат - помірний середземноморський, з м'якою зимою і спекотним літом.. Середньорічна температура повітря становить +9.4 °С. У середньому за рік випадає 520 мм атмосферних опадів. Відносна вологість повітря в середньому за рік становить 72-85 %. Глибина промерзання усіх видів ґрунтів не перевищує 0,8 м [2, 27].

4.1.2 Об'ємно-планувальні рішення

Об'єкт – триповерхова універсальна адміністративна будівля, призначена для використання під офіси [28], з розмірами в осях: 48 х 12 м, висота поверху – 3,3 м, висота будівлі – 10,6 м. Конструктивна схема будівлі – каркасна зі збірного залізобетону.

У таблицях 4.1, 4.2 подана експлікація приміщень.

Таблиця 4.1 - Експлікація приміщень на перший поверх

№	Найменування	Площа (м ²)
1	Коридор	45,6
2	Складське приміщення	25,2
3	Кладова	1,8
4	Кладова	1,8
5	Робоче приміщення	13,6
6	Робоче приміщення	13,6
7	Робоче приміщення	13,6

Продовження таблиці 4.1

№	Найменування	Площа (м ²)
8	Робоче приміщення	13,6
9	Сан вузол	12,3
10	Сан вузол	12,3
11	Робоче приміщення	37,92
12	Конференц зал	57,38
13	Робоче приміщення	37,66
14	Робоче приміщення	19,46
15	Робоче приміщення	19,46
16	Робоче приміщення	19,46
17	Прохідна	51,52
18	Кімната охорони	16,56
19	Ел. щитова	7,48
20	Кухня	22,73
21	Столова	73,92
22	Продовольчий склад	5,79
23	Коридор	5,79
24	Коридор	9,06
25	Коридор	5,94
		$\Sigma = 542,93$

Таблиця 4.2 - Експлікація приміщень типового поверху

№	Найменування	Площа (м ²)
1	Коридор	81,79
2	Кабінет керівництва	19,46
3	Кабінет керівництва	38,93
4	Архів	12,9

Продовження таблиці 4.2

№	Найменування	Площа (м ²)
5	Сан вузол	12,3
6	Сан вузол	12,3
7	Бібліотека	26,87
8	Канцелярія	26,87
9	Кладова	1,8
10	Кладова	1,8
11	Робоче приміщення	76,88
12	Робоче приміщення	18,45
13	Робоче приміщення	18,45
14	Робоче приміщення	18,45
15	Робоче приміщення	18,45
16	Робоче приміщення	37,41
17	Робоче приміщення	37,41
18	Робоче приміщення	74,6
		$\Sigma = 535,12$

Загальна площа кімнат – 1613,17 м² на поверх.

Об'єм будівлі – 6048м³.

4.1.3 Опис генерального плану

Для будівництва даного будинку умовно виділяється ділянка розміром 16800 м² з пташиного польоту зйомки.

Рельєф місцевості похилий в сторону північного сходу. Виконана широтна орієнтація відносно сторін горизонту. Також розташування будинку на ділянці зумовлено урахуванням рози вітрів. При розміщенні проєктованого будинку протипожежні та санітарно-гігієнічні розриви витримано згідно норм. Горизонтальна прив'язка будинку виконується до червоної лінії.

На генеральному плані розташовується адміністративна будівля. Запроектовано під'їзд до будинку шириною 7 м та пішохідні доріжки шириною 1-2 м. Територія озеленена, для цього передбачається посадка дерев довкола будинку, квітників, трав'яних газонів, розарію. Передбачено влаштування інфраструктури.

4.1.4 Підрахунок техніко-економічних показників генерального плану

Підрахунок показників наведено в таблиці 4.3

Таблиця 4.3 – Техніко-економічні показники генерального плану

№, п/п	Назва показника	Величина
1	Площа ділянки, м ²	2964
2	Площа забудови м ²	576
3	Процент забудови, %	19,43
4	Площа зайнята проїздами м ²	836
5	Площа прибудинкових забудов	102
6	Площа тротуарів та пішохідних доріжок, м ²	625
7	Площа озеленення, м ²	825
8	Процент озеленення, %	27

4.1.5 Вертикальна прив'язка будівлі

Вертикальне планування території ділянки для будівництва забезпечує відведення поверхневих вод. Рельєф ділянки спокійний, розтин горизонталей – 0,5 м в межах 240,0-241,5 м. Відмітки даються в метрах, їх підрахунок та генплани виконаний в М 1:500 - методом проектних відміток.

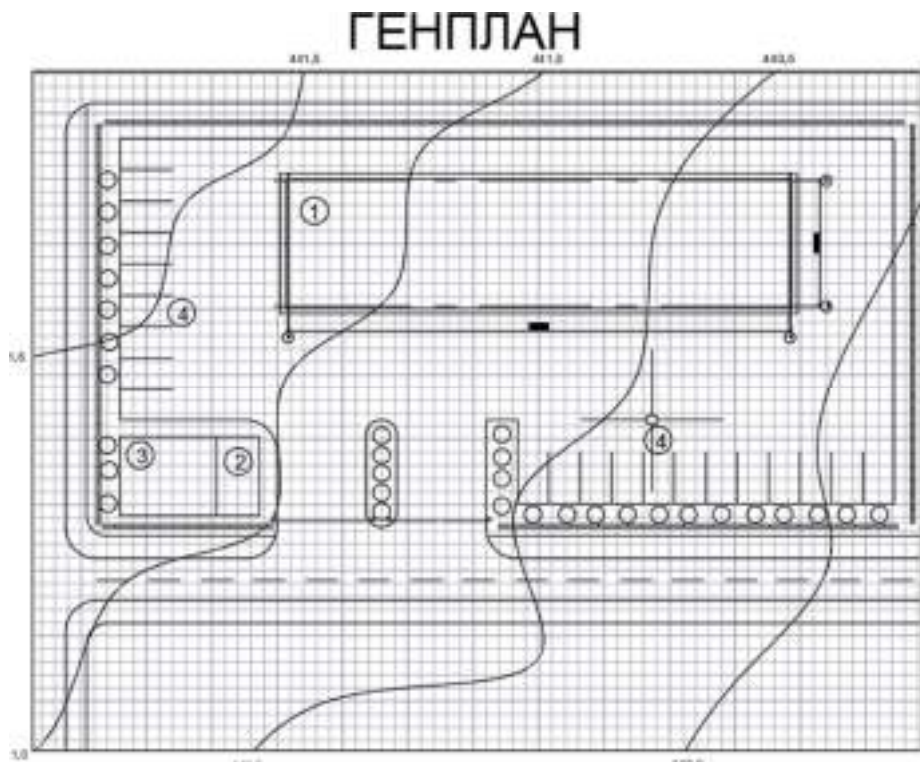


Рисунок 4.1- Генплан

Визначаємо чорні відмітки на розі будівлі згідно формули:

$$N_{ч} = N_{\text{МОЛ ГОР}} + n/m \cdot h, \quad (4.1)$$

де $N_{\text{МОЛ ГОР}}$ – відмітка молодшої горизонталі в метрах

n – відстань від молодшої горизонталі до точки в м.

m – відстань між горизонталями в мм.

$h = 0,5\text{ м}$ – розтин горизонталей.

$$N_{ч1} = 240 + 32/50 \cdot 0,5 = 240,32\text{ м};$$

$$N_{ч2} = 241 - 5/50 \cdot 0,5 = 240,95\text{ м};$$

$$N_{ч3} = 241 + 3/50 \cdot 0,5 = 241,03\text{ м};$$

$$N_{ч4} = 240,5 - 7/50 \cdot 0,5 = 240,43\text{ м};$$

Визначаємо червоні /проектні/ відмітки:

$$N_{\text{чер}} = N_{\text{ч} \cdot \text{макс}} + 0,30. \quad (4.2)$$

Таким чином червоні відмітки дорівнюватимуть:

$$N_{\text{чер}4} = 240,32 + 0,3 = 240,62\text{ м};$$

$$H_{\text{чep}1} = 240,62 - 0,01 * 12 = 240,5 \text{ м};$$

$$H_{\text{чep}2} = 240,5 - 0,01 * 48 = 240,02 \text{ м};$$

$$H_{\text{чep}3} = 240,02 + 0,01 * 12 = 239,9 \text{ м}.$$

Визначаємо відмітку рівня підлоги:

$$H_{\pm 0,000} = H_{\text{max.чep.}} + 0,9 = 240,62 + 0,9 = 241,52 \text{ м}.$$

Підраховуємо висоту цоколя за формулою :

$$H_{\text{цок.}} = H_0 - H_{\text{чep.}} \quad (4.3)$$

$$H_{\text{цок.1}} = H_0 - H_{\text{чep.1}} = 241,52 - 240,62 = 0,9 \text{ м};$$

$$H_{\text{цок.2}} = H_0 - H_{\text{чep.2}} = 241,52 - 240,5 = 1,02 \text{ м};$$

$$H_{\text{цок.3}} = H_0 - H_{\text{чep.3}} = 241,52 - 240,02 = 1,5 \text{ м};$$

$$H_{\text{цок.4}} = H_0 - H_{\text{чep.4}} = 241,52 - 239,9 = 1,62 \text{ м}.$$

4.1.6 Функціональні вимоги

Вимоги функціональної доцільності проектного рішення – це максимальна відповідність приміщень будівлі тим функціональним процесам і вимогам, для яких вони призначені. Будь-яка будівля являється матеріально-організованим середовищем перебування людини для здійснення нею різноманітних процесів: побуту, праці, відпочинку. Запроектована триповерхова адміністративна будівля не є виключенням, тому кожне її приміщення ретельно продумане і розташоване відносно інших так, щоб зробити процес праці максимально комфортним.

При плануванні кімнат було вирішено виконати комфортне зонування і влаштувати просторі прорізи, тому усі приміщення мають гарну освітленість. Також всі кімнати мають комфортний простір і площу для зручного перебування в ній працівників. На першому поверсі було запроектовано столову та кухню. Санвузли запроектовано на кожному поверсі.

4.1.7 Клас будівлі

Проект будинку розроблено на підставі завдання на проектування та паспорту проекту. Прийняті такі дані:

- Клас будівлі – СС2; [29]
- Ступінь довговічності – II; [30]
- Ступінь вогнестійкості – II; [31]
- Орієнтація фасадів – широтна.

Будівля розташована в II В2 кліматичному районі [27] з наступними характеристиками природних умов:

- Температура зовнішнього повітря (згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010) найбільш холодної п'ятиденки – $t_3 = -17^{\circ}\text{C}$;
- Нормативне снігове навантаження – 1360 Па [32];
- Нормативне вітрове навантаження – 470 Па [32];
- Нормативна глибина промерзання ґрунту – 0,8 м [2, 27];

4.1.8 Конструктивні рішення

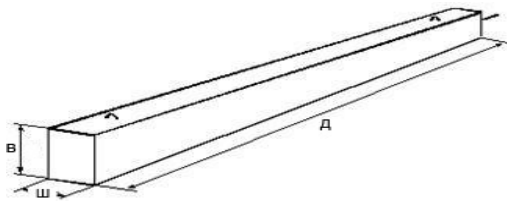
Фундаменти і цоколі

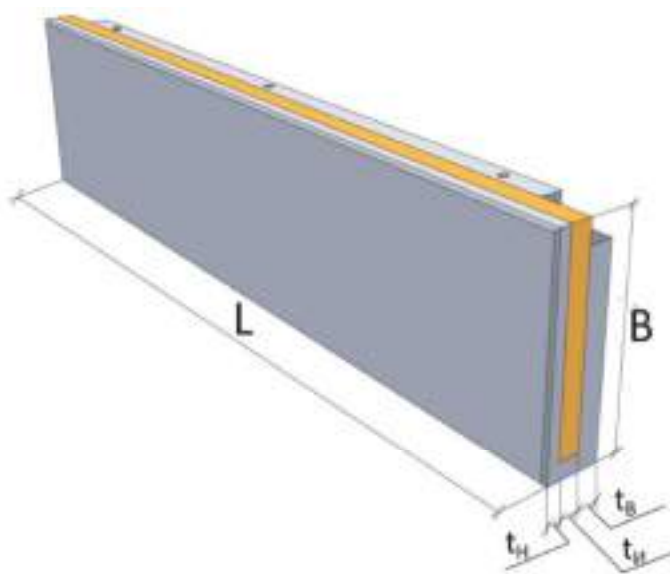
Фундаменти прийняті монолітні. Складаються з фундаментів стаканного типу та фундаментних балок. Глибина закладання фундаментів у типовому рішенні складає 1,35 м, що перевищує глибину промерзання ґрунтів, яка складає 0,8 м. Цоколь облицьований плиткою. У таблиці 4.4 подана специфікація фундаментних балок. По всьому периметру будівлі виконується вимощення шириною 1,5 м, призначене для захисту фундаменту від дощових і талих вод, що проникають в ґрунт поблизу стін будівлі.

Стіни

Відповідно до завдання запроектовано зовнішні стінові панелі товщиною 500 мм з вбудованим утеплювачем 150 мм (рис. 4.2), а також запроектовано віконні панелі. Стіни будівлі призначені для огорожування і захисту від дій довілля. Перегородки товщиною 80 мм.

Таблиця 4.4 - Специфікація фундаментних балок

Умовне познач.	Маркування за каталогом	Ескізне зображення з основними розмірами	Розміри			Кількість елементів
			b	h	l	
ФБ-1			300	300	6000	20



Параметр	Значення, мм
Довжина, L	до 12 000
Ширина, B	до 4 000
Товщина зовнішнього шару залізобетону, t_1	70-200
Товщина шару теплоізоляційного матеріалу, t_2	до 150
Товщина внутрішнього шару залізобетону, t_3	110-250

Рисунок 4.2 - Стінова панель від компанії OberBeton

Зовні і всередині стіни оштукатурюються цементно-піщаним розчином, товщиною 10 мм. Даний будинок ззовні оздоблено декоративною штукатуркою з пофарбуванням.

Теплотехнічний розрахунок стіни

Вихідні дані:

Район будівництва — м. Вінниця.

Згідно карти-схеми температурних зон м. Вінниця відноситься до 1-ї температурної зони [10]. Нормоване зниження опору теплопередачі для даної температурної зони $R_{q \min} = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$.

Попередньо позначаємо конструкцію стіни, в залежності від конструктивних особливостей, навантаження на стіну, призначення стіни, матеріалу шарів.

Товщину панелі з бетону:

Термічний опір одношарової конструкції обчислюємо за формулою:

$$R = \delta \lambda; \quad (4.4)$$

де R – термічний опір однорідної конструкції, м;

δ - товщина шару однорідної конструкції;

λ – коефіцієнт теплопровідності Вт/м^{°С}

$$\delta_6 = 0,35 \text{ (м)}; \quad \lambda_6 = 2,0; \quad \lambda_y = 0,05; \quad \alpha_{\text{зов.}} = 23; \quad \alpha_{\text{вн.}} = 8,7;$$

$\delta_y = (3,3 - 1/23 - 0,35/2,0 - 1/8,7) \cdot 0,05 = 0,149 \text{ (м)}$. Приймаємо товщину утеплювача 150 мм.

Вбудований утеплювач задовільняє вимоги розрахунку.

Загальна товщина панелі складає: 500 (мм) [34].

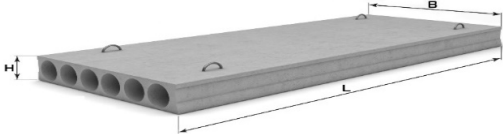
Перегородки

Перегородки – це внутрішні вертикальні огорожувальні конструкції в будівлях. Перегородки в будівлі виконують тільки огорожувальні функції. Запроектвані перегородки з гіпсобетону товщиною 80 мм. Перегородки встановлюються на плити перекриття. На поверхні перегородок будівлі наноситься шар штукатурки товщиною 10 мм. Конструкції даних перегородок задовольняють нормативним вимогам міцності, стійкості, вогнестійкості, звукоізоляції.

Перекриття

Перекриття - збірні залізобетонні плити, з бетону класу С20/25, круглопорожнисті, товщиною-220 мм. Для додаткової жорсткості влаштовані поперек будівлі [35]. У таблиці 4.5 подана специфікація елементів перекриття.

Таблиця 4.5– Специфікація елементів перекриття

Умовне познач.	Маркування за каталогом	Ескізне зображення з основними розмірами	Розміри			Кількість елементів
			b	h	l	
ПК57.15			1500	220	5700	56

Покриття

Перекриття - збірні залізобетонні плити, з бетону класу С20/25, круглопорожнисті, товщиною-220 мм. Для додаткової жорсткості влаштовані поперек будівлі [4]. У таблиці 4.6 подана специфікація елементів покриття.

Таблиця 4.6 – Специфікація елементів покриття

Умовне познач.	Маркування за каталогом	Ескізне зображення з основними розмірами	Розміри			Кількість елементів
			b	h	l	
ПК57.15			1500	220	5700	52

Розрахунок сходової клітки

Розраховуємо двомаршові сходи маючи такі вихідні дані:

$$H_{\text{пов.}} = 3,3\text{м}$$

a – ширина маршу, $a = 1,2\text{м}$; i – похил маршу, $i = 1:2$;

Розмір східця – 165 x 300мм;

$$\text{Висота маршу: } H_{\text{пов.}} / 2 = 3300/2 = 1650\text{мм};$$

Кількість присхідців в одному марші становить: $n = 1650/165 = 10$;

Кількість проступів в одному марші становить: $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$;

Довжина горизонтальної проекції маршу становить:

$$a = 300 \cdot m = 300 \cdot 9 = 2700\text{мм};$$

$$\text{Довжина сходової клітки: } L = a + 2a = 2700 + 2 \cdot 1500 = 5700\text{мм}$$

Висновок: розміри сходової клітки не повинні бути меншими за 2700 x 5700 мм, що задовольняє планувальні розміри проекту. Сходи розташовані згідно планування сходової клітини і запроектовані з збірних елементів суміщених маршів і площадок. Ширина сходинок рівна 300 мм, висота сходинок рівна 165 мм. Ширина маршу рівна 1200 мм, що являється достатнім для експлуатації [29].

Вікна і двері

Вікна – елементи будівлі, що призначені для освітлення і провітрювання приміщень. Двері служать для зв'язку між ізольованими приміщеннями і для входу в будівлю.

Вікна в будівлі запроектовані з потрібним склінням. Товщина віконних блоків — 140 мм, що надає право судити про достатню їх теплоізоляцію та звукоізоляцію. Вікна використовуємо як навісні стінові панелі. В таблиці 4.7 подана специфікація заповнень віконних та дверних прорізів.




Підлоги

Оскільки в даному проекті розраховується адміністративна будівля офісного призначення, то по всій будівля проектуємо підлоги з плитки. У таблиці 4.8 подана специфікація елементів підлоги на поверх.

Таблиця 4.7– Специфікація заповнень віконних та дверних прорізів

Вікна								
Назва	Ескіз	Розміри		Площа елемента	Кількість виробів		Загальна кількість	Загальна площа
		ширина	висота		1-поверх	типовий поверх		
ВК-1		1600	3000	4,8	24	32	88	422,4
ВК-2		1150	3000	3,45	24	32	88	303,6
Всього								726

Двері

Д-1		800	2100	1,68	24	17	58	97,44
Д-2		700	2100	1,47	3	2	7	10,29
Д-3		1200	2100	2,52	4	-	4	10,08
Всього	117,81							

Таблиця 4.8 - Специфікація елементів підлоги на поверх

Тип	Назва приміщення	Схеми підлоги	Конструкції підлоги	Площа м ²
1	Коридори, роб. приміщення і т.і.		1 – керамічна плитка (8 мм); 2 – цементна стяжка; 3 – два шари гідроізоляції 4 – звукоізоляція 40мм 5 – з/б плита перекриття (220 мм).	1613,17

Покрівля

Запроектовано площинний дах. Для створення нахилу до стоків внутрішнього відведення вод використовуємо легкий бетон, що дозволяє здійснити очищення даху від талих вод снігу і дощових вод природнім шляхом та уникнення додаткового навантаження. Основні конструктивні рішення:

- за способом організації збирання і способом відведення дощових і талих вод з поверхні покрівлі – ВВ - дах з внутрішнім водостоком;
- за конструктивним рішенням основи під покрівлю – дах покритий з/б панелями покриття і покрівлею з шарів паро-, тепло- і гідроізоляції(руберойду)

4.1.9 Оздоблення будівлі

У будівлі використовується два типи оздоблення стін - фарбування, керамічна плитка (таблиця 4.9).

Сан.вузли оздоблені керамічною плиткою. Вона більш практична, ніж інші оздоблювальні матеріали. Не підлягає впливу вологи. З огляду на особливого мікроклімату цих приміщень, доводиться часто проводити прибирання і як правило із застосуванням миючих засобів. В таких умовах плитка найкраще функціонує.

Таблиця 4.9 - Відомість підрахунку оздоблювальних робіт

Назва приміщення	Площа брутто		Віднімання прорізів		Оздоблення	
	Формула	Кількість	Формула	Кількість	Обл ицю ванн	Пов арбу ванн
1	2	3	4	5	6	7
Коридор	$(30,4*1,5)*3*2$	191,4	$(0,8*2,1)17$ $1,5*3$	33,06		158,3
Складське приміщення	$(4,42+6,2)*3*2$	63,7	$0,8*2,1$	1,68		62,02
Кладова	$(1,97+0,94)*3*$ 2	17,46	$0,8*2,1$	1,68		15,78
Кладова	$(1,97+0,94)*3*$ 2	17,46	$0,8*2,1$	1,68		15,78

Продовження таблиці 4.9

1	2	3	4	5	6	7
Робоче приміщення	$(4.42+2.92)*3*2$	44.04	$0.8*2.1+2.98*3$	10.61		33.43
Робоче приміщення	$(4.42+2.92)*3*2$	44.04	$0.8*2.1+2.98*3$	10.61		33.43
Робоче приміщення	$(4.42+2.92)*3*2$	44.04	$0.8*2.1+2.98*3$	10.61		33.43
Робоче приміщення	$(4.42+2.92)*3*2$	44.04	$0.8*2.1+2.98*3$	10.61		33.43
Сан вузол	$(2.8+4.42)*3*2$	43.32	$0.8*2.1$	1.68	41.64	
Сан вузол	$(2.8+4.42)*3*2$	43.32	$0.8*2.1$	1.68	41.64	
Робоче приміщення	$(6.32+6)*3*2$	73.92	$0.8*2.1$	1.68		72.24
Конференц зал	$(9.07+6.32)*3*2$	92.34	$0.8*2.1+9.07*3$	28.89		63.45
Робоче приміщення	$(5.96+6.32)*3*2$	73.68	$0.8*2.1*2+9.07*3$	30.57		43.11
Робоче приміщення	$(6.32+3.08)*3*2$	56.4	$0.8*2.1+3.08*3$	10.92		45.48
Робоче приміщення	$(6.32+3.08)*3*2$	56.4	$0.8*2.1+3.08*3$	10.92		45.48
Робоче приміщення	$(6.32+3.08)*3*2$	56.4	$0.8*2.1+3.08*3$	10.92		45.48
Прохідна	$(9.2+5.6)*3*2$	88.8	$0.8*2.1+5.6*3+1.2*2.1$	21		67.8
Кімната охорони	$(4.19+4.04)*3*2$	49.38	$0.8*2.1$	1.68		47.7
Ел. щитова	$(2.2+3.4)*3*2$	33.6	$0.8*2.1$	1.68		31.92
Кухня	$(4.02+6.16)*3*2$	61.08	$0.8*2.1*2$	3.36	57.72	
Столова	$(12.32+6)*3*2$	109.9	$0.8*2.1*2+6*3+12.32*3$	58.32		51.58
Продовольчий склад	$(1.8+3.12)*3*2$	33.69	$0.8*2.1$	1.68		32.01
Коридор	$(1.8+3.12)*3*2$	33.69	$0.8*2.1*3+1.8*3$	10.11		23.58
Коридор	$(2.68+2.2)*3*2$	29.28	$0.8*2.1*3$	5.04		24.24
Коридор	$(4.19+2.2)*3*2$	38.34	$0.8*2.1*2+4.19*3$	15.93		22.41
Всього на першому поверсі					141	1002,08

Продовження таблиці 4.9

1	2	3	4	5	6	7
Коридор	$(1,5+42,0)*3*2$	261	$0.8*2.1*19$	31,92		229,08
Кабінет керівництва	$(6,16+3,16)*3*2$	55,92	$0.8*2.1$	1.68		54,24
Кабінет керівництва	$(6,32+6,16)*3$	37,44	$0.8*2.1$	1.68		35,76
Архів	$(4,42+2,92)*3*2$	44,04	$0.8*2.1+2,92*3$	10,44		34
Сан вузол	$(2,8+4,42)*3*2$	43,32	$0.8*2.1$	1.68	41.64	
Сан вузол	$(2,8+4,42)*3*2$	43,32	$0.8*2.1$	1.68	41.64	
Бібліотека	$(6,08+4,42)*3*2$	63	$0.8*2.1+6,08*3$	19,92		43,08
Канцелярія	$(6,08+4,42)*3*2$	63	$0.8*2.1+6,08*3$	19,92		43,08
Кладова	$(1,97+0,94)*3*2$	17,46	$0.8*2.1$	1.68		15,78
Кладова	$(1,97+0,94)*3*2$	17,46	$0.8*2.1$	1.68		15,78
Робоче приміщення	$(6,2+12,4)*3$	55,8	$0.8*2.1$	1.68		54,12
Робоче приміщення	$(11,92+6,32)*3*2$	164,16	$0.8*2.1*2+11,92*3$	39,12		125,04
Робоче приміщення	$(5,92+6,32)*3*2$	73,44	$0.8*2.1+5,92*3$	19,44		54
Робоче приміщення	$(5,92+6,32)*3*2$	73,44	$0.8*2.1+5,92*3$	19,44		54
Робоче приміщення	$(2,86+6,32)*3*2$	55,08	$0.8*2.1+2,86*3$	10,24		44,84
Робоче приміщення	$(2,86+6,32)*3*2$	55,08	$0.8*2.1+2,86*3$	10,24		44,84
Робоче приміщення	$(2,86+6,32)*3*2$	55,08	$0.8*2.1+2,86*3$	10,24		44,84
Робоче приміщення	$(2,86+6,32)*3*2$	55,08	$0.8*2.1+2,86*3$	10,24		44,84
Всього на типовому поверсі					83,28	1014,54
Всього в будівлі					224,28	2016,62

В інших приміщеннях - поверхні пофарбовані емалевими фарбами, адже вони відмінно переносять перепади температур та швидко наносяться.

Вибираючи такий спосіб обробки, як фарбування, треба провести ретельну підготовку стін, у т. ч. їх вирівнювання. Від правильності нанесення фарби залежить термін служби покриття. Головне, чітко слідувати інструкціям, вказаним на етикетках фарб.

4.1.10 Інженерне обладнання

До інженерного устаткування будівлі відносяться водопровід, каналізація, електропроводка, газопостачання і система опалювання, слабкоструміві мережі.

Електропостачання будівлі здійснюється від загальної електромережі. Проведення електропроводки в запроектованій будівлі здійснюється перед обштукатурюванням перегородок і кріпиться за допомогою спеціальних кріпильних елементів до конструкцій будівлі. При необхідності виробляється свердління отворів під електропровід в стінах і перекриттях.

Каналізація будівлі підключена до центральної міської каналізаційної мережі.

Водопостачання здійснюється від загального водопроводу. Вода підводиться на кухню до змішувача і в санвузлі до змішувача і зливної бачка.

Газопостачання здійснюється від зовнішньої газової мережі. Газові колонки призначені для підігрівання води, що поступає в санвузол і на кухню.

Система опалювання будівлі – від котла по внутрішній мережі будинку.

4.1.11 ТЕП будівлі

Універсальна адміністративна будівля, призначена для офісного використання, з розмірами в осях: (А-Г) 12 м і (1-9) 48м, висота першого поверху – 3.3 м, висота типового поверху – 3.3 м, висота будівлі 10,5 м. Конструктивна схема будівлі – каркасна з збірного залізобетону. Загальна площа – 576 м². Площа

першого поверху - 576 м². Площа типового поверху - 576 м². Об'єм будівлі – 6,048м³.

4.1.12 Пожежна безпека

Використана система автоматичного пожежогасіння, які відрізняються високою надійністю і здатна працювати автономно і вдень і вночі без участі людини. Електророзетки, вимикачі, перемикачі та інші подібні апарати повинні встановлюватися на негорючі основи (конструкції) або з підкладанням під них суцільного негорючого матеріалу, що виступає за габарити апарата не менше ніж на 0,01 метра. Використовується негорючий утеплювач- мінераловатні плити [31].

4.2 Основи та фундаменти

4.2.1 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчику

Рельєф ділянки рівнинний. Інженерно-геологічна будова майданчику показана на розрізі рисунку 4.3. Грунтові води залягають на глибині 5.5 м. У таблиці 4.10 представлені фізико-механічні характеристики ґрунтів.

4.2.2 Визначення навантажень на фундаменти

Збір навантажень виконуємо для фундаментів під середню та крайню колони. Результати розрахунків представлені у таблицях 4.11, 4.12. Навантаження збирались на рівні обрізу фундаментів.

Згідно з [33] характеристичне значення снігового навантаження для м. Вінниця складає 1400 Па.

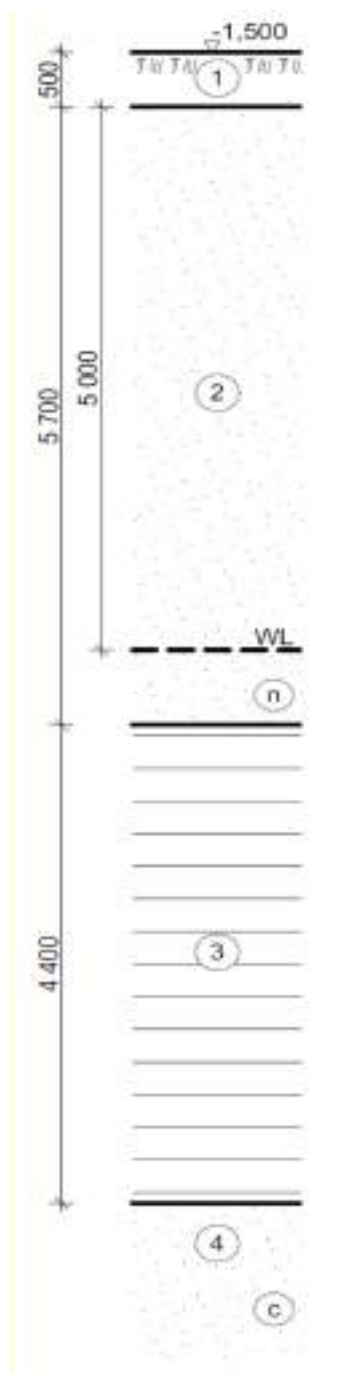


Рисунок 4.3 – Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчику

Таблиця 4.10 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Потужність шару, м	Питома вага	Вологість	Питома вага частинок ґрунту	Коефіцієнт пористості	Ступінь вологості	Вологість на межі текучості	Вологість на межі пластичності	Число пластичності	Показник текучості	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Модуль деформації	Коефіцієнт Пуассона	Розрахунковий опір ґрунту
			γ_s , кН/м ³	w	γ_s , кН/м ³	e	S_r	w _L	w _P	I _P	I _L	c, кПа	ϕ , град.	E, МПа	V	R ₀ , кПа
1	Рослинний шар	0,3-0,5	18,0	0,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Пісок пилюватий	5,5-5,9	17,5	0,18	26,5	0,78	0,61	-	-	-	-	3	25	10	0,28	250
3	Глина напівтверда	4,8-4,1	19,2	0,19	26,7	0,65	0,78	0,34	0,16	0,18	0,16	68	20	24	0,41	325
4	Пісок середній	6,2-6,8	20,1	0,18	26,5	0,54	0,88	-	-	-	-	2	38	40	0,27	150
Рівень ґрунтових вод – 5,5 м																

Таблиця 4.11 – Навантаження на фундамент середньої колони ($A_{\text{вант}}=36 \text{ м}^2$)

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м	γ_{fe}	Експлуатаційне навантаження, кН/м	γ_{fm}	Граничне навантаження, кН/м
Постійні					
1. Вага колони 0,3*0,3*9,60*25	21,6	1	21,6	1,1	23,76
2.Ригель 44*	132	1	132	1,1	145,2
3.Плити перекриття 3*36*3	324	1	324	1,1	356,4
4. Вага підлоги 1,45*36*2	104,4	1	104,4	1,3	135,72
5. Вага покрівлі 2,19*36	78,84	1	78,84	1,3	102,492
Σ пост.			657,84		763,572
Змінні					
1.Корисне 2*36*2	144	1	144	1,2	172,8
2. Навантаження від перегородок 0,75*36*2	54	1	54	1,3	70,2
3. Вага снігу 1,36*36	48,96	0,49	23,99	1,14	55,81
Σ заг.			221,99		298,81

$$N_e = (\Sigma N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \Sigma N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (657,84 + 0,95 * 221,99) * 0,975 = 847,0 \text{ (кН)};$$

$$N_m = (\Sigma N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \Sigma N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (763,572 + 0,95 * 298,81) * 1,1 = \text{кН}.$$

Таблиця 4.12 – Навантаження на фундамент крайньої колони ($A_{\text{вант}}=18 \text{ м}^2$)

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м	γ_{fe}	Експлуатаційне навантаження, кН/м	γ_{fm}	Граничне навантаження, кН/м
Постійні					
1. Вага колони 0,3*0,3*9,60*25	21,6	1	21,6	1,1	23,76
2.Ригель 44*3/2	66	1	66	1,1	72,6
3.Плити перекриття 3*18*3	162	1	162	1,1	178,2
4. Вага підлоги 1,45*18*2	52,2	1	52,2	1,3	67,9
5. Вага покрівлі 2,19*18	78,84	1	39,4	1,3	51,3
6. Вага стіни 6*10.6*2,9	184,4	1	184,4	1,3	239,8

Продовження таблиці 4.12

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м	γ_{fe}	Експлуатаційне навантаження, кН/м	γ_{fm}	Граничне навантаження, кН/м
7. Вага цокольної панелі 6*1,5*4,2	37,8	1	37,8	1,1	41,6
8. Вага фундаментної балки	9,0	1	9,0	1,1	9,9
Σ пост.			572,4		685,0
Змінні					
1. Корисне 2*18*2	72	1	72	1,2	86,4
2. Навантаження від перегородок 0,75*18*2	27	1	27	1,3	35,1
3. Вага снігу 1,36*18	24,5	0,49	12,0	1,14	28,0
Σ заг.			111,0		149,5

$$N_e = (\Sigma N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \Sigma N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (572,4 + 0,95 * 111,0) * 0,975 = 660,9 \text{ (кН)};$$

$$N_m = (\Sigma N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \Sigma N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (685,0 + 0,95 * 149,5) * 1,1 = 909,7 \text{ (кН)}.$$

4.2.3 Розрахунок фундаментів в традиційному варіанті

Фундамент мілкового закладання на природній основі виконують за величиною розрахункового опору ґрунту із забезпеченням неперевищення сумарним осіданням допустимого значення.

Глибину закладання фундаменту призначаємо з таких міркувань.

Виходячи з геологічних умов, представлених на рисунку 4.3 і у таблиці 4.10, основою для фундаментів на природній основі є ПГЕН№2.

Фундамент необхідно завести в несучий шар на глибину не менше 0,3 м. Навантаження на фундамент $N_e = 847,01$ кН.

Виходячи з кліматичних умов, глибина закладання фундаменту повинна бути більшою за розрахункове значення глибини сезонного промерзання ґрунтів у

даній місцевості. Нормативне значення глибини сезонного промерзання для території м. Вінниця складає [2, 28]

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,28 \sqrt{(2,9+5,1+3,8)} = 0,96 \text{ (м):}$$

$$d_f = 1,1 d_{fn} = 1,1 \times 0,96 = 1,06 \text{ (м).}$$

Враховуючи всі фактори, глибина закладання фундаменту від рівня природного рельєфу складає $d = 1,35$ м.

Конструктивне рішення фундаментів показано на рис. 4.4.

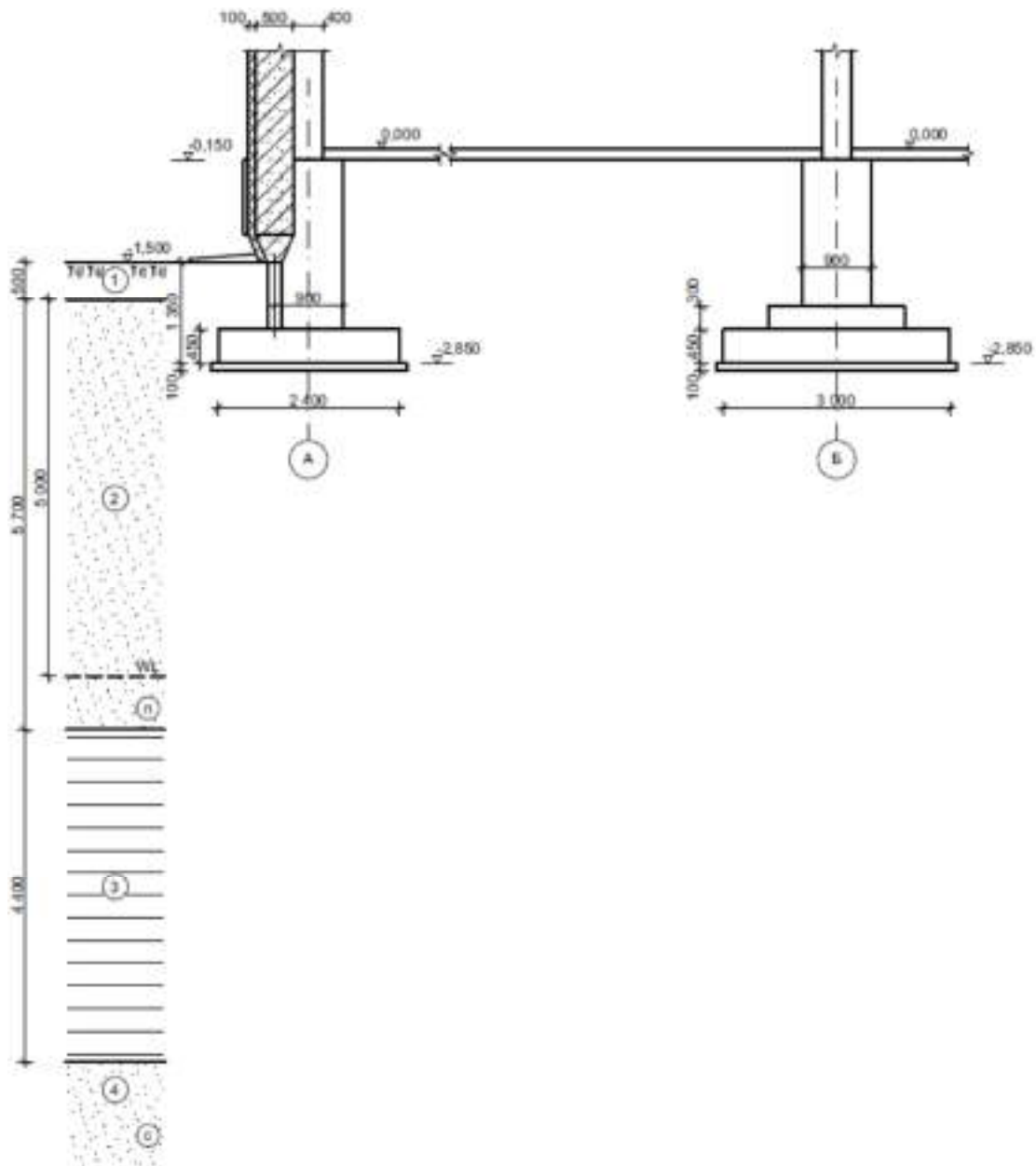


Рисунок 4.4 – Фундаменти мілкового закладання у традиційному варіанті

Визначення розмірів підосви

Розрахунок розмірів підосви фундаменту мілкового закладання, згідно з [2], виконуємо за другою групою граничних станів.

Розмір підосви фундаменту повинен задовольняти таким граничним нерівностям

$$\begin{aligned} p &\leq R; \\ s &< s_u, \end{aligned} \quad (4.5)$$

де p – тиск під підосвою фундаменту, кПа;

R – розрахунковий опір ґрунту основи, кПа;

s – фактичне осідання фундаменту, м;

s_u – гранично допустиме значення осідання для даної будівлі.

При глибині закладання підосви фундаменту від рівня природного рельєфу $d_n = 1,35$ м, відповідно до таблиці 4.10, розрахунковий опір ґрунту ІГЕ 2 $R_0 = 250$ кПа.

Потрібна площа підосви фундаменту **під середню колону** з урахуванням власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах:

$$A = \frac{N}{R - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{847,0}{250 - 20 \cdot 2,85} = 4,39(\text{м}^2)$$

Для квадратного фундаменту розмір підосви $b = \sqrt{A} = 2,1$ м.

Середній тиск по підосві фундаменту:

$$P = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{847,0}{2,1^2} + 20 \cdot 2,85 = 249(\text{кПа})$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_2 + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_2 + (M_g - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_2 + M_c \cdot c_2) = \\ &= \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,78 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 17,5 + 4,11 \cdot 1,35 \cdot 17,8 + 6,67 \cdot 3) = 167,5(\text{кПа}) \end{aligned}$$

$$P=249 \text{ кПа} > R=167,5 \text{ кПа}$$

Умова не виконується.

Розміри підосви у другому наближенні

$$A = \frac{N}{R - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{847,0}{167 - 20 \cdot 2,85} = 7,7(\text{м}^2)$$

Приймаємо розміри підосви $b = 2,7$ м, $l = 3,0$ м.

Середній тиск по підшві фундаменту:

$$P = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{847,0}{2,7 \cdot 3,0} + 20 \cdot 2,85 = 161,6 (\text{кПа})$$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_{\gamma} \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_2 + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_2 + (M_g - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_2 + M_c \cdot c_2) = \\ = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,78 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 17,5 + 4,11 \cdot 1,35 \cdot 17,8 + 6,67 \cdot 3) = 176,8 (\text{кПа})$$

$$P=161,6 \text{ кПа} < R=176,8 \text{ кПа.}$$

Гранична нерівність виконується.

Розрахунок осідання традиційного фундаменту під середню колону.

Розрахунок осідання фундаменту ведемо методом пошарового підсумовування [2] з урахуванням характеристик ґрунтів в умовах повного водонасичення.

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні підшви фундаменту від рівня природного рельєфу $\sigma_{zg,0}' = 18,0 \times 0,5 + 17,5 \times 0,85 = 23,9$ (кПа).

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні підшви фундаменту при експлуатації $\sigma_{zg,0} = 18,0 \times 2,85 = 51,3$ (кПа).

Товщина і-го шару ґрунту $h_i = 0,2b = 0,2 \cdot 2,7 = 0,54$ (м).

Співвідношення сторін фундаменту $\eta = l/b = 1,11$.

Співвідношення сторін котловану $\eta = l_k/b_k = 50/17 = 2,94$.

l_k та b_k – відповідно довжина і ширина котловану. Приймаємо розмір котловану 17х50 м.

Межа стисливої товщі основи приймається на глибині $Z_i = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp,i} \leq k \sigma_{zg}'$, де $k = 0,2$ при $b \leq 5$ м;

Оскільки глибина котловану $d = 1,45$ м < 5 м, осідання фундаменту знаходимо за формулою

$$s = \beta \sum \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) h_i}{E_i}. \quad (4.7)$$

Далі розрахунок осідання ґрунту зводимо до таблиці 4.13.

Таблиця 4.13 – Розрахунок осідання традиційного фундаменту мілкового закладання під середню колону

b = 2,70		l = 3 (для ленточного ввєсти 10*b)						S = 0,02225						
bk = 17		lk = 50 (для ленточного ввєсти 10*b)												
		p = 161,6		σ _γ = 23,90		σ _{g0} = 51,30								
Z	γ	2Z/by	α	σ _p	σ _g	2Z/bk	α _k	σ _γ	σ _p (ср)	σ _γ (ср)	E	h	S	k
0		0	1	161,6	51,3	0	1	23,9						
0,54	17,5	0,4	0,9652	155,97	60,75	0,063	0,999	23,897	158,79	23,899	10000	0,54	0,005827	2,57
1,08	17,5	0,8	0,8185	132,27	70,2	0,127	0,999	23,879	144,12	23,888	10000	0,54	0,005194	1,88
1,62	17,5	1,2	0,6335	102,37	79,65	0,191	0,997	23,832	117,32	23,856	10000	0,54	0,004038	1,29
2,16	17,5	1,6	0,4769	77,07	89,1	0,254	0,993	23,743	89,722	23,788	10000	0,54	0,002848	0,87
2,7	17,5	2	0,3609	58,33	98,55	0,317	0,988	23,606	67,698	23,675	10000	0,54	0,001902	0,59
3,24	17,5	2,4	0,278	44,92	108	0,381	0,980	23,415	51,624	23,511	10000	0,54	0,001215	0,42
3,78	17,5	2,8	0,2185	35,31	117,45	0,445	0,969	23,17	40,118	23,293	10000	0,54	0,000727	0,30
4,10	17,5	3,04	0,1913	30,91	123,05	0,482	0,962	23	33,115	23,085	10000	0,32	0,000257	0,25
4,32	9,3	3,2	0,1753	28,32	125,096	0,508	0,957	22,873	29,618	22,937	10000	0,22	0,000118	0,23
4,80	9,3	3,56	0,1463	23,64	136,56	0,565	0,944	22,569	25,978	22,721	10000	0,48	0,000125	0,17

ΣS_i = 0,02613 мΣS_i = 0,02225 м = 2,225 см < S_u = 10 см.

На глибині $z = 4,8 \text{ м} > b/2 = 1,35 \text{ м}$ від підшви фундаменту виконується умова межі товщі, що стискається, $\sigma_{zp,i} = 23,64 \text{ кПа} < 0,2\sigma_{zg,i} = 0,2 \cdot 136,56 = 27,31$ (кПа).

Отже розміри підшви фундаменту $2,7 \times 3,0 \text{ м}$ задовольняють усі потрібні граничні нерівності.

Розрахунок міцності тіла фундаменту під середню колону.

Розрахункова схема фундаменту для розрахунку на міцність наведена на рисунку 4.5. Для стаканного фундаменту приймаємо бетон класу С12/15.

Характеристики бетону та арматури зведені в таблицю 4.13.

Таблиця 4.13 – Розрахункові характеристики бетону та арматури [36, 37]

Бетон С12/15		Арматура			
		А400С		А240С	
$f_{ck,prism}$, МПа	11,0	f_{yk} , МПа	400	f_{yk} , МПа	240
f_{cd} , МПа	8,5	f_{yd} , МПа	363,6	f_{yd} , МПа	228,6
f_{ctd} , МПа	0,733	f_{ywd} , МПа	285	f_{ywd} , МПа	170
E_{cm} , МПа	$23 \cdot 10^3$	ϵ_{ud}	0,025	ϵ_{ud}	0,025
$\epsilon_{c3,cd}$	0,52	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$
$\epsilon_{cu3,cd}$	3,33	γ_s	1,1	γ_s	1,05

Розрахунок тіла фундаменту за міцністю відноситься до розрахунків за першою групою граничних станів, тому значення навантажень приймаємо розрахунковими граничними: $N_m = 1152,2 \text{ кН}$.

Висота фундаменту $H_f = 2,7 \text{ м}$.

Розміри підшви фундаменту $2,7 \times 3,0 \text{ м}$.

Розміри підколонника в плані $l_{cf} \times b_{cf} = 900 \times 900 \text{ мм}$.

Висота підколонника $h_{cf} = 2100 \text{ мм}$, висота плитної частини $H = 600 \text{ мм}$.

Захисний шар бетону при наявності бетонної підготовки 35 мм .

Оскільки дно стакана знаходиться на значній висоті, перевірку на продавлювання виконуємо від низу підколонника.

Поряд із підколониюм опір зрізу при продавлюванні обмежується максимальним значенням:

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq V_{Rd,max} \quad (4.8)$$

де V_{Ed} – прикладена поперечна сила;

d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження;

u_0 – довжина контуру підколониюка;

β – коефіцієнт, що враховує наявність згинального моменту;

$V_{Rd,max}$ – максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз.

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (4.9)$$

v – коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною при зсуві:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{11}{250} \right) = 0,574;$$

$$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,574 \cdot 8500 \cdot 0,9 = 2194,02 \text{ (кПа)};$$

Коефіцієнт β для центрально навантажених фундаментів $\beta = 1$.

Перевіримо умову зрізу при продавлюванні поряд з підколониюм:

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} = \frac{1 \cdot 1152,2}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,565} = 566,5 \text{ (кПа)} \leq V_{Rd,max} = 2194,02 \text{ (кПа)}.$$

Умова виконується.

Опір продавлюванню фундаменту підколониюм повинен перевірятись на контрольному периметрі в межах $2d$ від контуру підколониюка [п. 4.8.4.2, ДСТУ Б В.2.6-156:2010], де d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Оскільки консольний виліт фундаменту 1050 мм менший, ніж $2d = 2 \cdot (600 - 35) = 1130$ мм, то перевіряти опір продавлюванню будемо на контрольному периметрі на відстані 565 мм від контуру підколониюку (рис. 4.5).

При навантаженні з ексцентриситетом повинна виконуватись умова:

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{u d} \leq V_{Rd,c} \quad (4.10)$$

Продавлююча сила:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 1152,2 - \frac{1152,2}{2,7 \cdot 3,0} (0,9 \cdot 2,03 + 2 \cdot 0,9 \cdot 0,565 + \pi \cdot 0,565^2) = 605,1 \text{ (кН)}.$$

Розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні фундаментних плит без поперечного армування:

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} \geq V_{min} \frac{2d}{a}. \quad (4.11)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{565}} = 1,595 < 2.$$

ρ_i - відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02:

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{15,83}{270 \cdot 56,5} = 0,001037 < 0,02;$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,595^{3/2} \cdot 11,0^{1/2} = 0,234 \text{ (МН)}.$$

Відстань від контуру колони до контрольного периметру, що розглядається, $a = 0,565$ м:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,595 \cdot (100 \cdot 0,001037 \cdot 11,0)^{1/3} \frac{2 \cdot 0,565}{0,565} = \\ &= 0,460 \text{ (МПа)} < V_{min} \frac{2d}{a} = 0,234 \cdot \frac{2 \cdot 0,565}{0,565} = 0,468 \text{ (МПа)}. \end{aligned}$$

Перевіряємо умову міцності на зріз при продавлюванні при відсутності поперечного армування:

$$u_l = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2d = 2 \cdot 0,9 + 2 \cdot 0,9 + \pi \cdot 2 \cdot 0,565 = 7,15 \text{ (м)};$$

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{u d} = \frac{1 \cdot 605,1}{7,15 \cdot 0,565} = 149,8 \text{ (кПа)} \leq V_{Rd,c} = 468 \text{ (кПа)}.$$

Отже, міцність на продавлювання забезпечена.

Підбір арматури подошви фундаменту

Розрахункова схема фундаменту для розрахунку на міцність наведена на рисунку 4.5.

Визначимо реактивний тиск ґрунту

$$p_{\max,x} = p_g = \frac{N}{A} = \frac{1152,2}{2,7 \cdot 3,0} = 142,3 \text{ (кПа)}.$$

Згинальні моменти в перерізах 1-1, 2-2 уздовж довгої сторони фундаменту:

$$M_{1-1} = \frac{1}{8}(a - a_1)^2 p = \frac{1}{8}(3,0 - 1,8)^2 \cdot 142,3 = 25,6 \text{ (кНм / м)}.$$

$$M_{2-2} = \frac{1}{8}(a - a_2)^2 p = \frac{1}{8}(3,0 - 0,9)^2 \cdot 142,3 = 78,5 \text{ (кНм / м)}.$$

При цьому потрібна площа арматури складе:

$$A_{S1} = \frac{M_{1-1}}{0,9 f_{yd} \cdot z_s} = \frac{25,6}{0,9 \cdot 363000 \cdot 0,265} = 2,96 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2 \text{ / м)} = 2,96 \text{ (см}^2 \text{ / м)}$$

$$A_{S2} = \frac{M_{2-2}}{0,9 f_{yd} \cdot z_s} = \frac{78,5}{0,9 \cdot 363000 \cdot 0,565} = 4,26 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2 \text{ / м)} = 4,26 \text{ (см}^2 \text{ / м)}$$

Армування уздовж довгої сторони призначаємо 5 \varnothing 12 A400C, $A_S=5,65 \text{ см}^2$ з кроком 200 мм.

Згинальні моменти в перерізах 3-3, 4-4 уздовж короткої сторони фундаменту:

$$M_{3-3} = \frac{1}{8}(a - a_3)^2 p = \frac{1}{8}(2,7 - 1,8)^2 \cdot 142,3 = 14,4 \text{ (кНм / м)}.$$

$$M_{4-4} = \frac{1}{8}(a - a_4)^2 p = \frac{1}{8}(2,7 - 0,9)^2 \cdot 142,3 = 57,7 \text{ (кНм / м)}.$$

При цьому потрібна площа арматури складе:

$$A_{S3} = \frac{M_{3-3}}{0,9 f_{yd} \cdot z_s} = \frac{14,4}{0,9 \cdot 363000 \cdot 0,265} = 1,77 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2 \text{ / м)} = 1,77 \text{ (см}^2 \text{ / м)}$$

$$A_{S4} = \frac{M_{4-4}}{0,9 f_{yd} \cdot z_s} = \frac{57,7}{0,9 \cdot 363000 \cdot 0,565} = 3,13 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2 \text{ / м)} = 3,13 \text{ (см}^2 \text{ / м)}$$

Армування уздовж короткої сторони призначаємо 5 \varnothing 10 A400C, $A_S=3,93 \text{ см}^2$ з кроком 200 мм.

Розрахунок армування підколонника

Розрахунок підколонника виконуємо як центрально стисненого стержня квадратного перерізу (див. рис. 4.5).

Розрахункові зусилля в перерізі 5-5 в місці примикання до плитної частини:

$$M = 0 \text{ (кН}\cdot\text{м)}; N = 1152,2 + 0,9^2 \cdot 2,1 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 1203,6 \text{ (кН)}.$$

Ексцентриситет поздовжньої сили:

$$e_0 = M/N = 0/637,1 = 0 \text{ м} < e_a = h/30 = 0,9/30 = 0,03 \text{ (м)}.$$

Випадковий ексцентриситет враховуємо.

Оскільки $e_a = 0,03 \text{ м} < h/2 = 0,45 \text{ м}$, то $x_1 > h$ (навантаження прикладене в межах перерізу).

З конструктивних вимог для колон [37]:

$$A_{s,\min} = \frac{0,1N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 1203,6}{363000} = 3,31 \text{ (см}^2\text{)} \text{ або } 0,002A_c = 0,002 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 16,2 \text{ (см}^2\text{)}$$

Призначаємо з конструктивних міркувань $16\varnothing 12 \text{ A400C}$, $A_s = 18,1 \text{ см}^2$ (рис. 4.6).

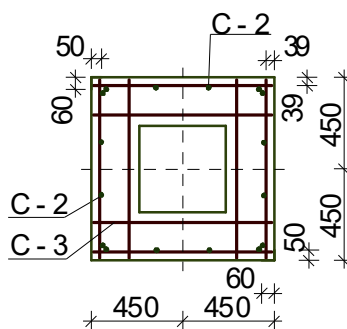


Рисунок 4.6 – Армування підколонника

Для підколонників, що знаходяться у ґрунті, при співвідношенні $h_{cf} / b_{cf} \leq 6$, а також підколонників з $h_{cf} / b_{cf} \leq 4$ при відсутності засипки ґрунтом коефіцієнт η , що враховує вплив прогину елемента, приймається рівним одиниці [38].

Координата ядрової точки

$$r = h/6 = 15,0 \text{ (см)} > e_0 = 3,0 \text{ см}.$$

$$e = e_0 + 0,5h - a = 0,03 + 0,5 \cdot 0,9 - 0,05 = 0,43 \text{ (м)}.$$

При $r > e_0$ подальший розрахунок ведемо за першою формою рівноваги.

$$\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{cu3,cd} = 3,33\% = 3,33 \cdot 10^{-3};$$

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3}(1 - e_0/r) = 3,33 \cdot 10^{-3}(1 - 3,0/15,0) = 2,66 \cdot 10^{-3}.$$

При $\varepsilon_{c3} = 0,52 < \varepsilon_{c(2)} = 2,66 < \varepsilon_{cu,3} = 3,33$

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(d - d'')} = \frac{1203,6 \cdot 0,43 - 8500 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot (0,5 \cdot 0,9 - 0,05)}{363000 \cdot (0,95 - 0,05)} < 0.$$

$$A_s = \frac{N - f_{cd}bh - f_{yd}A'_s}{f_{yd}} = \frac{1203,6 - 8500 \cdot 0,9 \cdot 0,9}{363000} < 0.$$

Приймаємо конструктивно симетричне армування по 4Ø12 А400С в кожній зоні.

Поперечна арматура при $e_0 \leq l_c/6$ ставиться конструктивно, Ø8 А240С з розміщенням згідно з рис. 4.5.

Потрібна площа підшови фундаменту під крайню колону з урахуванням власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах (рис. 4.4):

$$A = \frac{N}{R - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{660,9}{167 - 20 \cdot 2,2} = 5,37(\text{м}^2)$$

Для квадратного фундаменту розмір підшови $b = \sqrt{A} = 2,32$ м. Приймаємо розміри підшови $b = l = 2,4$ м.

Середній тиск по підшові фундаменту:

$$P = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{660,9}{2,4^2} + 20 \cdot 2,2 = 158,7(\text{кПа})$$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_2 + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_2 + (M_g - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_2 + M_c \cdot c_2) =$$

$$= \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,78 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 17,5 + 4,11 \cdot 1,35 \cdot 17,8 + 6,67 \cdot 3) = 172,2(\text{кПа})$$

$$P = 158,7 \text{ кПа} < R = 172,2 \text{ кПа}$$

Умова виконується.

Розрахунок міцності тіла фундаменту під крайню колону.

Розрахункова схема фундаменту для розрахунку на міцність наведена на рисунку 4.7. Для стаканного фундаменту приймаємо бетон класу С12/15.

Характеристики бетону та арматури наведені в таблиці 4.13.

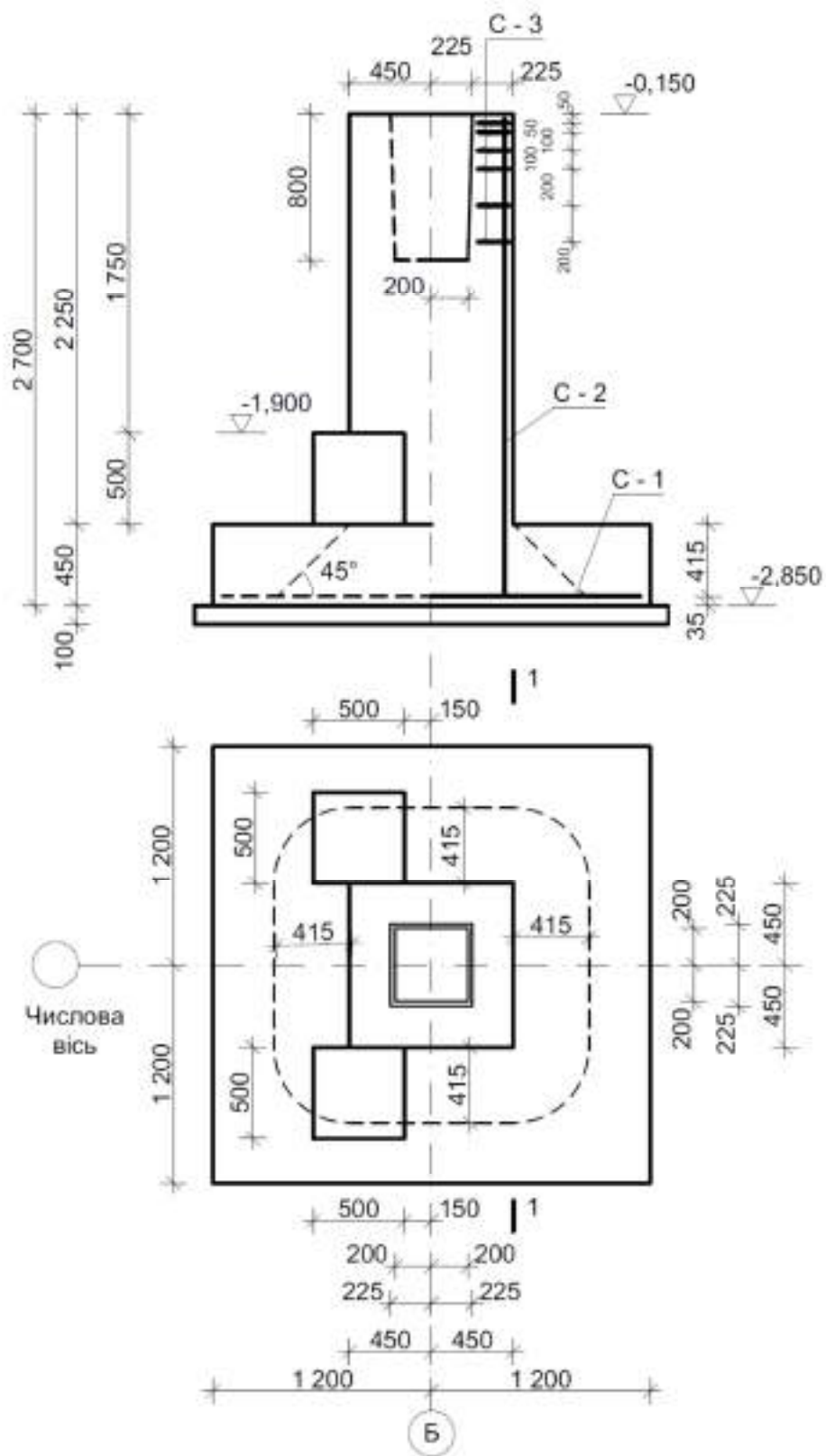


Рисунок 4.7 – Розрахункова схема фундаменту у традиційному варіанті під крайню колону для розрахунку на міцність тіла

Розрахунок тіла фундаменту за міцністю відноситься до розрахунків за першою групою граничних станів, тому значення навантажень приймаємо розрахунковими граничними: $N_m = 909,7$ кН.

Висота фундаменту $H_f = 2,7$ м.

Розміри підшви фундаменту $2,4 \times 2,4$ м.

Розміри підколонника в плані $l_{cf} \times b_{cf} = 900 \times 900$ мм.

Висота підколонника $h_{cf} = 2250$ мм, висота плитної частини $H = 450$ мм.

Захисний шар бетону при наявності бетонної підготовки 35 мм.

Оскільки дно стакана знаходиться на значній висоті, перевірку на продавлювання виконуємо від низу підколонника.

Перевіримо умову (4,8) зрізу при продавлюванні поряд з підколонником.

Коефіцієнт β для центрально навантажених фундаментів $\beta = 1$.

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} = \frac{1 \cdot 909,7}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,415} = 608,9 \text{ (кПа)} \leq V_{Rd,\max} = 2194,02 \text{ (кПа)}.$$

Умова виконується.

Опір продавлюванню фундаменту підколонником повинен перевірятись на контрольному периметрі в межах $2d$ від контуру підколонника [п. 4.8.4.2, ДСТУ Б В.2.6-156:2010], де d – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Оскільки консольний виліт фундаменту 750 мм менший, ніж $2d = 2 \cdot (450 - 35) = 830$ мм, то перевіряти опір продавлюванню будемо на контрольному периметрі на відстані 415 мм від контуру підколоннику (рис. 4.7).

Продавлююча сила:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 909,7 - \frac{909,7}{2,4 \cdot 2,4} (0,9 \cdot 1,73 + 2 \cdot 0,9 \cdot 0,415 + \pi \cdot 0,415^2) = 460,4 \text{ (кН)}.$$

Розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні фундаментних плит без поперечного армування:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{415}} = 1,694 < 2.$$

ρ_i - відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02:

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{10,21}{240 \cdot 41,5} = 0,001025 < 0,02;$$

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,694^{3/2} 11,0^{1/2} = 0,256 \text{ (МН)}.$$

Відстань від контуру колони до контрольного периметру, що розглядається, $a = 0,415$ м:

$$\begin{aligned} V_{Rd} &= C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,694 \cdot (100 \cdot 0,001025 \cdot 11,0)^{1/3} \frac{2 \cdot 0,415}{0,415} = \\ &= 0,486 \text{ (МПа)} < V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,256 \cdot \frac{2 \cdot 0,415}{0,415} = 0,512 \text{ (МПа)}. \end{aligned}$$

Перевіряємо умову міцності на зріз при продавлюванні при відсутності поперечного армування:

$$u_l = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2d = 2 \cdot 0,9 + 2 \cdot 0,9 + \pi \cdot 2 \cdot 0,415 = 6,2 \text{ (м)};$$

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{1 \cdot 460,4}{6,2 \cdot 0,415} = 178,9 \text{ (кПа)} \leq V_{Rd,c} = 512 \text{ (кПа)}.$$

Отже, міцність на продавлювання забезпечена.

Підбір арматури підшви фундаменту.

Розрахункова схема фундаменту для розрахунку на міцність наведена на рисунку 4.7.

Визначимо реактивний тиск ґрунту

$$p_{\max,x} = p_g = \frac{N}{A} = \frac{909,7}{2,4 \cdot 2,4} = 157,9 \text{ (кПа)}.$$

Згинальні моменти в перерізах 1-1:

$$M_{1-1} = \frac{1}{8} (a - a_1)^2 p = \frac{1}{8} (2,4 - 0,9)^2 \cdot 157,9 = 44,4 \text{ (кНм / м)}.$$

При цьому потрібна площа арматури складе:

$$A_{S1} = \frac{M_{1-1}}{0,9 f_{yd} \cdot z_s} = \frac{44,4}{0,9 \cdot 363000 \cdot 0,415} = 3,28 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2 \text{ / м)} = 3,28 \text{ (см}^2 \text{ / м)}$$

Оскільки фундамент квадратний і центрально навантажений, армування призначаємо симетричним $5 \text{ } \varnothing 10 \text{ A400C}$, $A_s=3,93 \text{ см}^2$ з кроком 200 мм.

Армування підколонника аналогічне фундаменту під середню колону.

4.2.4 Розрахунок фундаментів у малозаглибленому варіанті

Глибину закладання фундаменту призначаємо з умови заглиблення у ґрунт плитної частини крайнього фундаменту. До глибини сезонного промерзання влаштовуємо подушку з нездимального матеріалу. З урахуванням товщини бетонної підготовки потрібна товщина подушки 400 мм.

Враховуючи всі фактори, глибина закладання фундаменту від рівня природного рельєфу складає $d = 0,6 \text{ м}$.

Конструктивне рішення фундаментів показано на рис. 4.8.

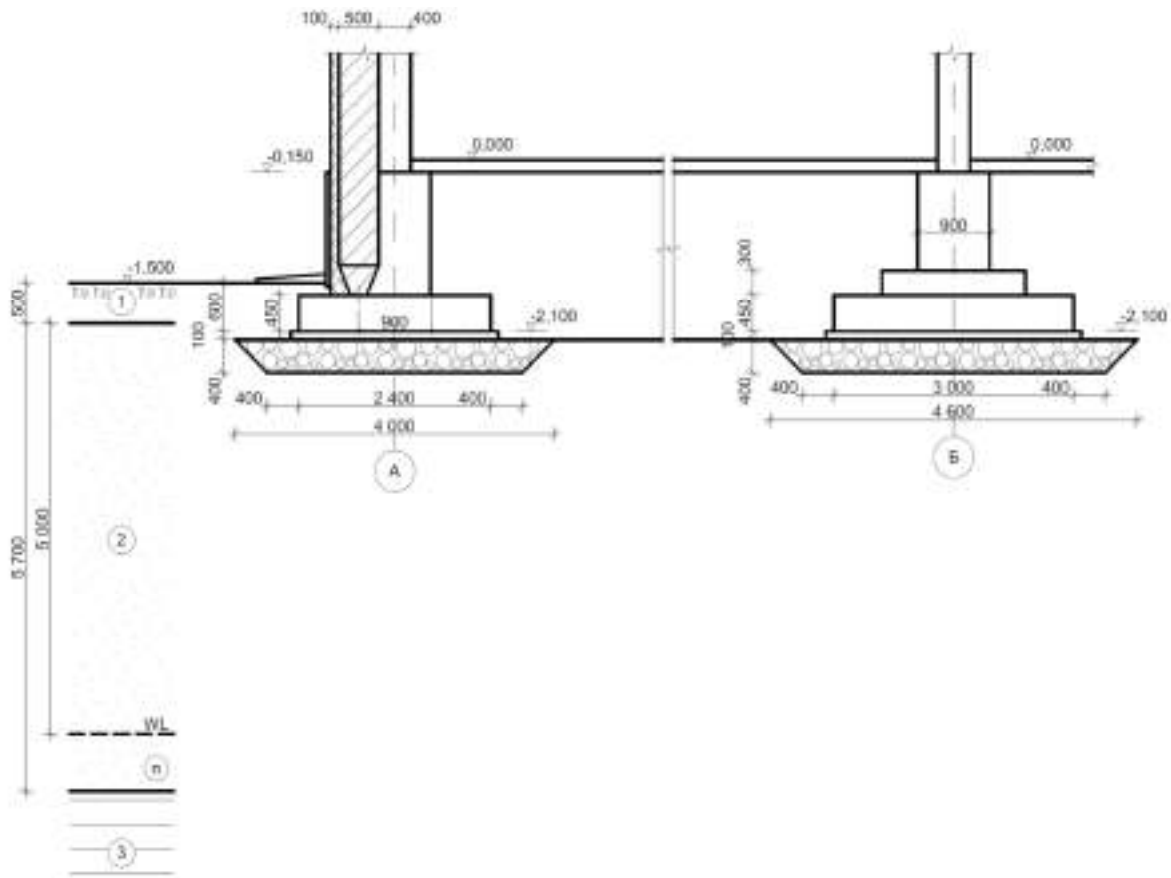


Рисунок 4.8 – Фундаменти мілкового закладання у малозаглибленому варіанті

Оскільки міцність матеріалу подушки більше за міцність підстильного шару з піску пилюватого, то розміри підшоши фундаменту підбираємо виходячи з перевірки тиску на підстильний шар.

Для середнього фундаменту збільшимо розміри підшоши до 3,0х3,0 м.

Середній тиск під підшовою фундаменту

$$P = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{847,0}{3,0 * 3,0} + 20 \cdot 2,1 = 136,1 \text{ (кПа)}$$

Відстань від підшоши фундаменту до покрівлі слабкого шару складає $Z = 0,5$ м (рис. 4.5).

Вертикальне напруження у ґрунті на глибині Z від підшоши фундаменту від зовнішнього навантаження на фундамент

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p = 0,9758 \cdot 136,1 = 132,8 \text{ (кПа)},$$

де $\alpha = 0,9758$ (з табл. Д.1 [2]), залежно від $\zeta = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 0,5}{3,0} = 0,333$ та $\eta = \frac{l}{b} = \frac{3,0}{3,0} = 1,0$.

Вертикальне напруження від ваги ґрунту, вийнятого з котловану

$$\sigma_{zg,0} = \sum \gamma_i \cdot h_i = 18 \cdot 0,5 + 17,5 \cdot 0,6 = 15,36 \text{ кПа},$$

Вертикальне напруження у ґрунті на глибині Z від підшоши фундаменту від власної ваги ґрунту

$$\sigma_{zg,0} = \sum \gamma_i \cdot h_i = 18 \cdot 2,1 = 37,8 \text{ кПа},$$

$$\sigma_{zg} = 37,8 + 18,8 \cdot 0,4 = 45,3 \text{ кПа}.$$

Вертикальне напруження у ґрунті на глибині Z від підшоши фундаменту від ваги ґрунту, що вийнятий з котловану

$$\sigma_{zy} = \alpha_k \cdot \sigma_{zg,0} = 0,9875 \cdot 15,36 = 15,2 \text{ (кПа)},$$

де $\alpha_k = 0,9858$ (з табл. Д.1 [2]), залежно від $\zeta_k = \frac{2z}{b_k} = \frac{2 \cdot 0,5}{3,8} = 0,263$ та $\eta_k = \frac{l_k}{b_k} = \frac{3,8}{3,8} = 1,0$.

Площа умовного фундаменту на глибині Z

$$A_z = \frac{N_e + \gamma_{mt} \cdot d_1 \cdot b \cdot l}{\sigma_{zp}} = \frac{847,0 + 20 \cdot 2,1 \cdot 3,0 \cdot 3,0}{132,8} = 9,224 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Тоді $b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{9,224 + 0} - 0 = 3,04$ (м).

Розрахунковий опір ґрунту зниженої міцності на глибині Z (за формулою Е.1 [2])

$$R_z = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,78 \cdot 1 \cdot 3,04 \cdot 17,5 + 4,11 \cdot 1,1 \cdot 17,8 + 6,67 \cdot 3) = 161,3 \text{ (кПа)}$$

Перевіряємо виконання умови $\sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zg} = 132,8 - 15,2 + 45,3 = 162,9$ (кПа) $\approx R_z = 161,3$ (кПа).

Умова виконується, тиск на покрівлю слабкого шару не перевищує його розрахункового опору.

При розрахунку на міцність тіла виконуємо тільки підбір кількості арматури, оскільки робота на продавлювання перевірялась для традиційного варіанту з аналогічними розмірами і навантаженням.

Підбір арматури подошви фундаменту

Розрахункова схема фундаменту для розрахунку на міцність наведена на рисунку 4.9.

Визначимо реактивний тиск ґрунту

$$p_{\max,x} = p_g = \frac{N}{A} = \frac{1152,2}{3,0 \cdot 3,0} = 128,0 \text{ (кПа)}.$$

Згинальні моменти в перерізах 1-1, 2-2:

$$M_{1-1} = \frac{1}{8}(a - a_1)^2 p = \frac{1}{8}(3,0 - 1,8)^2 \cdot 142,3 = 25,6 \text{ (кНм / м)}.$$

$$M_{2-2} = \frac{1}{8}(a - a_2)^2 p = \frac{1}{8}(3,0 - 0,9)^2 \cdot 142,3 = 78,5 \text{ (кНм / м)}.$$

При цьому потрібна площа арматури складе:

$$A_{S1} = \frac{M_{1-1}}{0,9 f_{yd} \cdot z_s} = \frac{25,6}{0,9 \cdot 363000 \cdot 0,265} = 2,96 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2 \text{ / м)} = 2,96 \text{ (см}^2 \text{ / м)}$$

$$A_{S2} = \frac{M_{2-2}}{0,9 f_{yd} \cdot z_s} = \frac{78,5}{0,9 \cdot 363000 \cdot 0,565} = 4,26 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2 \text{ / м)} = 4,26 \text{ (см}^2 \text{ / м)}$$

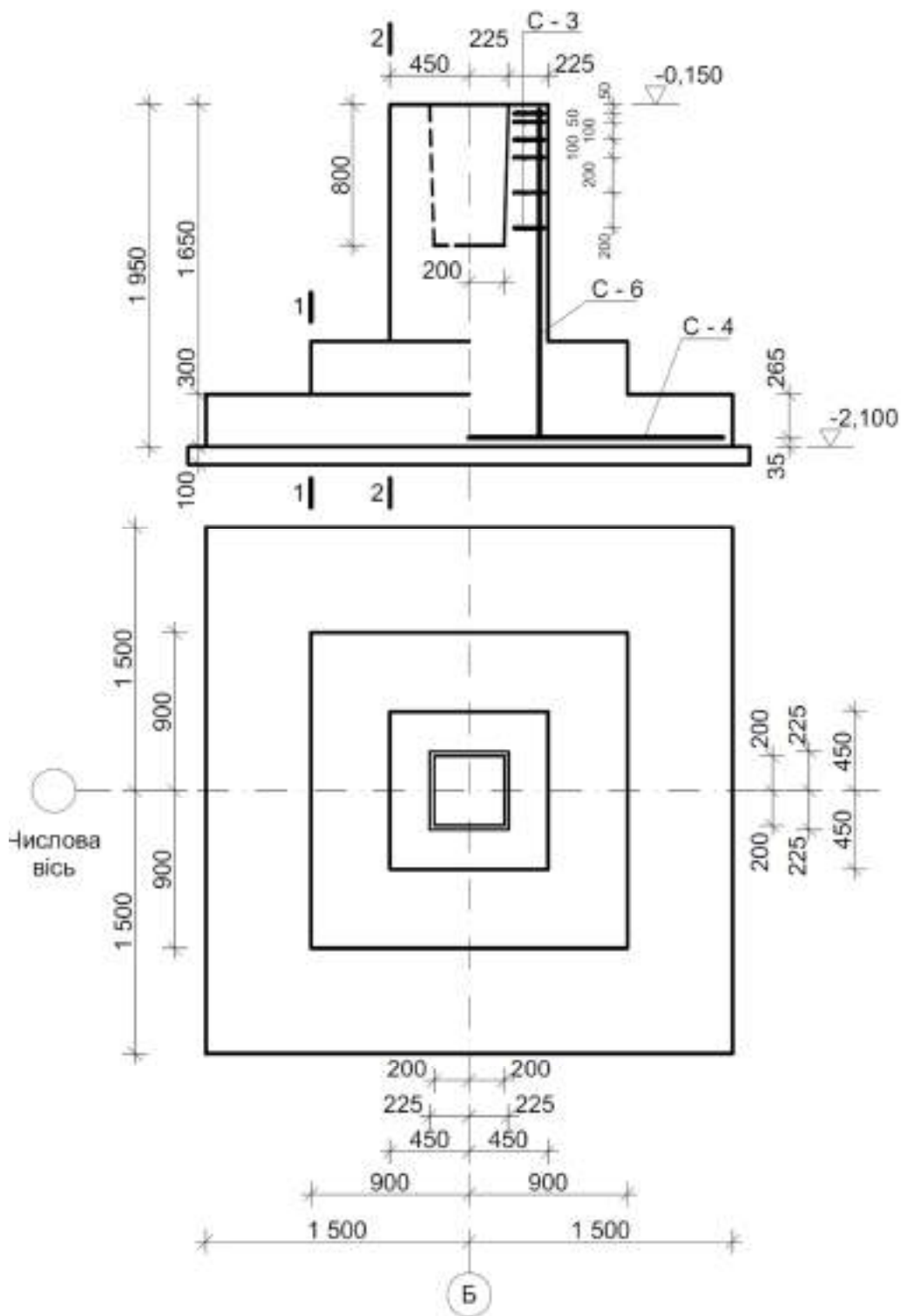


Рисунок 4.9 – Розрахункова схема фундаменту у малозаглибленому варіанті під середню колону для розрахунку на міцність тіла

Армування призначаємо симетричним 5 \varnothing 12 A400С, $A_s=5,65 \text{ см}^2$ з кроком 200 мм.

Армування підколонника аналогічне традиційним варіантам.

Для крайнього фундаменту залишаємо розміри підшови фундаменту до 2,4x2,4 м.

Середній тиск під підшовою фундаменту

$$P = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{660,9}{2,4 * 2,4} + 20 \cdot 1,4 = 142,7 \text{ (кПа)}$$

Відстань від підшови фундаменту до покрівлі слабого шару складає $Z=0,5$ м (рис. 4.5).

Вертикальне напруження у ґрунті на глибині Z від підшови фундаменту від зовнішнього навантаження на фундамент

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p = 0,9747 \cdot 142,7 = 139,1 \text{ (кПа)},$$

де $\alpha = 0,9747$ (з табл. Д.1 [2]), залежно від $\zeta = \frac{2z}{b} = \frac{2 \cdot 0,5}{2,4} = 0,417$ та $\eta = \frac{l}{b} = \frac{2,4}{2,4} = 1,0$.

Вертикальне напруження у ґрунті на глибині Z від підшови фундаменту від власної ваги ґрунту

$$\sigma_{zg,0} = \sum \gamma_i \cdot h_i = 18 \cdot 1,4 = 25,2 \text{ кПа},$$

$$\sigma_{zg} = 25,2 + 18,8 \cdot 0,4 = 32,7 \text{ кПа}.$$

Вертикальне напруження у ґрунті на глибині Z від підшови фундаменту від ваги ґрунту, що вийнятий з котловану

$$\sigma_{zy} = \alpha_k \cdot \sigma_{zg,0} = 0,9797 \cdot 15,36 = 15,0 \text{ (кПа)},$$

де $\alpha_k = 0,9797$ (з табл. Д.1 [2]), залежно від $\zeta_k = \frac{2z}{b_k} = \frac{2 \cdot 0,5}{3,2} = 0,313$ та $\eta_k = \frac{l_k}{b_k} = \frac{3,2}{3,2} = 1,0$.

Площа умовного фундаменту на глибині Z

$$A_z = \frac{N_e + \gamma_{mt} \cdot d_1 \cdot b \cdot l}{\sigma_{zp}} = \frac{660,9 + 20 \cdot 1,4 \cdot 2,4 \cdot 2,4}{139,1} = 5,91 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Тоді $b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{5,91 + 0} - 0 = 2,43 \text{ (м)}$.

Розрахунковий опір ґрунту зниженої міцності на глибині Z (за формулою Е.1 [2])

$$R_z = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,78 \cdot 1 \cdot 2,43 \cdot 17,5 + 4,11 \cdot 1,1 \cdot 17,8 + 6,67 \cdot 3) = 151,9 \text{ (кПа)}$$

$$\begin{aligned} &\text{Перевіряємо виконання умови } \sigma_{zp} - \sigma_{z\gamma} + \sigma_{zg} = 139,1 - 15,0 + 32,7 = \\ &= 156,8 \text{ (кПа)} \approx R_z = 151,9 \text{ (кПа)}. \end{aligned}$$

Умова виконується, тиск на покрівлю слабкого шару не перевищує його розрахункового опору.

Виконаємо перевірку міцності основи **малозаглибленого фундаменту під крайню колону на зсув по підшві від дії горизонтальної складової навантаження**, оскільки при малій глибині закладання і високому цоколі виникає суттєве горизонтальне навантаження.

Розглянемо найбільш несприятливе для зсуву навантаження на фундамент:

$$N_m = 909,7 \text{ кН. Навантаження на підлогу 1-го поверху приймаємо } q=5 \text{ кПа.}$$

Розрахунок виконуємо за рекомендаціями [2, 39, 40].

Ґрунт засипки (ІГЕ №2) має такі характеристики:

$$\varphi_1' = 0,9 \cdot 25^0 / 1,1 = 20^0; \quad c_1' = 0,5 \cdot 3 / 1,5 = 1 \text{ (кПа)}, \quad \gamma_1' = 0,95 \cdot 18,8 = 17,9 \text{ (кН/м}^3\text{)}.$$

Ґрунт основи (матеріал подушки) має характеристики: $\varphi_1 = 36^0$; $c_1 = 0$ кПа, $\gamma_1 = 20,0$ кН/м³.

При горизонтальній поверхні засипки, вертикальній стіні і відсутності тертя і зчеплення зі стіною коефіцієнт бокового тиску ґрунту

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2(45^0 - \varphi_1 / 2) = \operatorname{tg}^2(45^0 - \frac{20^0}{2}) = 0,49.$$

$$\lambda_n = \operatorname{tg}^2(45^0 + \varphi_1 / 2) = \operatorname{tg}^2(45^0 + \frac{20^0}{2}) = 2,04.$$

$$d_c = 2c_1' \sqrt{\lambda_a} / (\gamma_1' \lambda_a) = 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{0,49} / (17,9 \cdot 0,49) = 0,16 \text{ (м)}.$$

Рівнодіюча активного тиску на фундамент від ґрунту засипки

$$\begin{aligned} E_a &= l \cdot 0,5 (\gamma_1' d \lambda_a - 2c_1' \sqrt{\lambda_a}) (d - d_c) = \\ &= 6,0 \cdot 0,5 \cdot (17,9 \cdot 2,1 \cdot 0,49 - 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{0,49}) (2,1 - 0,16) = 99,1 \text{ (кН)}. \end{aligned}$$

Рівнодіюча активного тиску на фундамент від привантаження на поверхні засипки засипки

$$E_{a_{ep}} = l \cdot d \cdot (q \cdot \lambda_a - 2c'_l \sqrt{\lambda_a}) = \\ = 6,0 \cdot 2,1 \cdot (5,0 \cdot 0,49 - 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{0,49}) = 13,3 (\kappa H).$$

Рівнодіюча пасивного тиску на фундамент від ґрунту засипки

$$E_n = l \cdot [0,5\gamma'_l d^2 \lambda_n + c'_l d (\lambda_n - 1) / \operatorname{tg} \phi'_l] = \\ = 2,4 \cdot [0,5 \cdot 17,9 \cdot 0,7^2 \cdot 2,04 + 1 \cdot 0,7(2,04 - 1) / \operatorname{tg} 20^\circ] = 26,3 (\kappa H).$$

Вага фундаменту і ґрунту на його обрізах

$$G = 2,4^2 \cdot 1,4 \cdot 20 \cdot 1,1 = 177,4 (\kappa H).$$

Зсувна сила в рівні підшви фундаменту

$$F_{sa} = Q + E_a = 99,1 + 13,3 = 112,4 (\kappa H).$$

Утримуючу силу визначаємо за формулою

$$F_{sr} = (F_v - U) \operatorname{tg} \phi_l + abc_l + E_n = (909,7 + 177,4) \operatorname{tg} 36^\circ + 2,4^2 \cdot 0 + \\ + 26,3 = 816,1 (\kappa H).$$

Умова міцності на зсув по підшві

$$F_{sa} = 112,4 \kappa H < \frac{\gamma_{c,eq} F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,9 \cdot 816,1}{1,15} = 638,7 (\kappa H)$$

виконується з великим запасом.

Розрахунок міцності тіла фундаменту під крайню колону буде аналогічним розрахунку фундаменту під крайню колону у традиційному варіанті, оскільки розміри підшви і навантаження не змінились.

Висновки за розділом 4

Під час розробки технічної частини магістерської кваліфікаційної роботи розроблені основні архітектурно-будівельні рішення Триповерхової універсальної адміністративної будівлі у м. Вінниця. Закріплені та розширені теоретичні знання, отримані практичні навички, використані сучасні обчислювальні машини та комп'ютерна техніка для рішення інженерних задач,

поєднання основних принципів розрахунку та проектування інженерних споруд з комплексним рішенням розроблених архітектурно будівельних та техніко-економічних задач.

При проектування об'єкту використані прогресивні технології улаштування фундаментів та надземних конструкцій, енергозберігаючі проектні рішення, сучасні будівельні матеріали.

Найбільш детально розроблені заходи з улаштування фундаментів з використанням наробок науково-дослідної частини.

В ході розробки переслідувались основні цілі: виконати впровадження варіанту малозаглиблених фундаментів на конкретному об'єкті проектування. Детально розроблені два варіанти: традиційне рішення фундаментів та рішення у малозаглибленому варіанті.

Розділ 5

Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

У випусковій магістерській роботі досліджується ефективність використання малозаглиблених фундаментів. На будівельно-монтажний персонал впливають в процесі влаштування фундаментів впливає комплекс небезпечних і шкідливих виробничих факторів. Тому важливо розглянути питання з охорони праці, що передбачають заходи щодо їхнього виявлення, розроблення заходів зі зниження їхнього впливу, з промислової безпеки, з цивільного захисту, а також зі створення безпечних та нешкідливих умов праці робітників [41].

На персонал будівельної фірми, який здійснює влаштування мало заглиблених фундаментів і досліджує ефективність їхнього застосування, за ГОСТ 12.0.003-74 [42], впливають такі небезпечні та шкідливі виробничі фактори:

1) фізичні:

- рухомі машини і механізми;
- рухомі частини виробничого обладнання;
- вироби, заготовки, матеріали, що пересуваються;
- підвищена та знижена температура поверхонь обладнання, матеріалів;
- підвищена та понижена температура повітря робочої зони;
- підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони;
- недостатнє освітлення робочої зони;
- нестача природного освітлення;
- небезпечний рівень напруги електричного кола, замикання якого може відбутися через тіло людини;
- підвищена та знижена вологість повітря;
- підвищена та знижена рухливість повітря;
- підвищений рівень шуму на робочому місці;
- гострі кромки, задирки та шорсткість на поверхнях заготовок, інструментів та обладнання;

- 2) психофізіологічні :
- фізичні перевантаження (динамічні);
 - нервово-психічні перевантаження (перенапруга аналізаторів, розумові перенапруги, монотонність праці).

5.1 Технічні рішення з безпечної експлуатації об'єкта

5.1.1 Технічні рішення з безпечної організації робочих місць при улаштуванні мало заглиблених фундаментів

За наявності зазначених небезпечних та шкідливих виробничих факторів безпека улаштування штучних основ і фундаментів повинна бути забезпечена відповідно до вимог цих Норм та проектно-технологічної документації (ПОБ, ПВР тощо) на виконання цих робіт, зокрема [46]:

- дотримання вимог допуску працюючих до виконання робіт;
- дотримання безпечних способів і методів виконання робіт з улаштування штучних основ і фундаментів;
- вибір засобів механізації для виконання робіт;
- розроблення та дотримання схем монтажу, демонтажу, переміщення по будівельному майданчику засобів механізації;
- забезпечення безпечного виконання робіт у зонах обводнених ґрунтів, штучного закріплення ґрунтів, діючих підземних комунікацій;
- забезпечення безпеки праці під час виконання робіт на одному будівельному майданчику кількома машинами, механізмами;
- забезпечення безпеки праці під час використання спеціального обладнання для зведення протифільтраційних завіс, споруд типу «стіна у ґрунті», хімічного, термічного та інших видів закріплення ґрунтів;
- визначення номенклатури та забезпечення необхідної кількості засобів колективного та індивідуального захисту працівників.

До початку робіт наказом роботодавця повинна бути призначена особа, відповідальна за безпечне виконання робіт. Ця особа повинна вивчити геологічні та гідрогеологічні умови, розміщення підземних та наземних комунікацій.

Під час виконання робіт особливу увагу необхідно приділяти:

- підземним комунікаціям;
- старим виробкам і фундаментам;
- поверхневим водам (зі швидким підніманням їх рівня);
- напірним підземним водам;
- незатампонованим розвідувальним свердловинам;
- наземним установкам, що призводять до вібрації ґрунту;
- повітряним електричним мережам.

До виконання робіт з улаштування штучних основ і фундаментів допускаються особи не молодше 18 років, що пройшли медичне обстеження, попереднє навчання, відповідні інструктажі.

На будівельних об'єктах необхідно мати:

- список номерів телефонів чергових служб підприємств та організацій, у віданні яких перебувають комунікації та інші об'єкти в зоні виконання робіт;
- схеми комунікацій із позначенням місць перекриття напірних трубопроводів, відключення електромереж.

Усі робітники повинні бути ознайомлені з ПВР, технологічними картами виконання земляних та інших робіт, схемою розміщення підземних комунікацій з позначенням місць перекриття напірних трубопроводів, відключення електромереж. У разі виявлення під час виконання робіт нових комунікацій необхідно викликати представників організацій, яким належать ці комунікації, та вирішити питання щодо продовження робіт.

На робочому місці необхідно мати засоби колективного захисту, а також аптечку. Заборонено перебування робітників без спецодягу і засобів індивідуального захисту в атмосфері, що містить пил, туман чи пару хімічних речовин.

Зведення підпірних стін, стін підвалів і кріплення котлованів на будівельних об'єктах, у тому числі під час геотехнічних реконструкцій у зоні розміщення підземних комунікацій, дозволяється з письмового дозволу організації, що експлуатує ці комунікації.

Роботи з пневматичними установками необхідно виконувати відповідно до вимог НПАОП 0.00-1.07.

5.1.2 Електробезпека

Живлення силового обладнання на будівельному майданчику та системи освітлення здійснюється від чотирьохпровідної трифазної мережі 380 х 220В (фазна напруга (фаза – "0") – 220В, а міжфазна лінійна (фаза – фаза) – 380В).

Категорія умов по небезпеці електротравматизму – підвищеної небезпеки, у зв'язку зі струмопровідною підлогою. Технічні рішення щодо запобігання електротравмам [45]:

1) Для запобігання електротравм від контакту з нормально-струмопровідними елементами електроустаткування, необхідно:

- розміщувати неізолювані струмопровідні елементи в окремих приміщеннях з обмеженим доступом, у металевих шафах;
- використовувати засоби орієнтації в електроустаткуванні - написи, таблички, попереджувальні знаки;
- підвід кабелів до споживачів здійснювати у закритих конструкціях підлоги;

2) При живленні однофазних споживачів струму від трипровідної мережі при напрузі до 1000 В використовується нульовий захисний провідник. При його використанні пробій на корпус призводить до КЗ. Спрацьовує захист від КЗ і пошкоджений споживач відключається від мережі.

Згідно з вимогами нормативів, повинна бути забезпечена необхідна кратність струму К.З. залежно від типу запобіжного пристрою, повинна бути забезпечена цілісність нульового захисного провідника.

3) Електрозахисні засоби захисту

Персонал, який обслуговує електроустановки, повинен бути забезпечений випробуваними засобами захисту. Перед застосуванням засобів захисту персонал зобов'язаний перевірити їх справність, відсутність зовнішніх пошкоджень, очистити і протерти від пилу, перевірити за штампом дату наступної перевірки. Користуватися засобами захисту, термін придатності яких вийшов, забороняється.

Використовуються основні та допоміжні електрозахисні засоби. Основними електрозахисними засобами називаються засоби, ізоляція яких тривалий час витримує робочу напругу, що дозволяє дотикатися до струмопровідних частин, які знаходяться під напругою. До них відносяться (до 1000В): ізолювальні штанги; ізолювальні та струмовимірювальні кліщі; покажчики напруги; діелектричні рукавиці; слюсарно-монтажний інструмент з ізольованими ручками.

Додатковими електрозахисними засобами називаються засоби, які захищають персонал від напруги дотику, напруги кроку та попереджають персонал про можливість помилкових дій. До них відносяться (до 1000 В): діелектричні калоші; діелектричні килимки; переносні заземлення; ізолювальні накладки і підставки; захисні пристрої; плакати і знаки безпеки.

Загальні вимоги безпеки до виробничого обладнання встановлені згідно з ГОСТ 12.2.003, в якому визначені вимоги до основних елементів конструкції, органів управління і засобів захисту, які входять в конструкцію виробничого обладнання любого виду і призначення.

5.2 Технічні рішення з гігієни праці та виробничої санітарії

Інструменти, матеріали і органи управління повинні бути розташовані дугою навколо робочого місця і по можливості ближче до працівника, інструменти і матеріали повинні знаходитись на відповідних місцях, щоб виключити зайві рухи на їх пошук і вибір [49].

5.2.1 Мікроклімат

Для забезпечення нормального мікроклімату в робочій зоні встановлюють допустимі температуру, відносну вологість і швидкість руху повітря у визначених діапазонах в залежності від періоду року і категорії робіт та допустиме опромінення.

Для підвищення уваги працівника, для покращення самопочуття і збереження здоров'я необхідно створити оптимальні кліматичні умови для комфортного перебування на робочому місці.

До категорії робіт Па відносяться роботи, які виконуються стоячи, пов'язані з ходьбою, перенесення невеликих (до 1 кг) вантажів, і які супроводжуються помірним фізичним напруженням.

Нормування параметрів в робочій зоні наведено в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Нормування мікроклімату в робочій зоні ЕС

Період року	Категорія робіт	Допустимі		
		t, °C	W, %	V, м/с
Теплий	Середньої важкості Па	16-27	70 при 25°C	0,2-0,5
Холодний		15-21	До 75%	не більше 0,4

Для забезпечення необхідних за нормативами параметрів мікроклімату проектом передбачена штучна припливна загально обмінна вентиляція, яка забезпечує створення необхідного мікроклімату та чистоти повітряного середовища у всьому об'ємі робочої зони.

Використання засобів індивідуального захисту. Важливе значення для профілактики перегрівання мають індивідуальні засоби захисту. Спецодяг повинен бути повітряно- та вологопроникним (бавовняним, з льону, грубововняного сукна), мати зручний покрій. Для роботи в екстремальних умовах застосовуються спеціальні костюми з підвищеною тепло світловіддачею. Для захисту голови від випромінювання застосовують дюралеві, фіброві каски, повстяні капелюхи; для

захисту очей — окуляри — темні або з прозорим шаром металу, маски з відкидним екраном. Захист від дії зниженої температури досягається використанням теплового спецодягу, а під час опадів – плащів та гумових чобіт.

5.2.2 Склад повітря робочої зони

Для створення нормальних умов виробничої діяльності необхідно забезпечити не лише комфортні метеорологічні умови, а й необхідну чистоту повітря. Внаслідок виробничої діяльності у повітряне середовище приміщень можуть надходити різноманітні шкідливі речовини, що використовуються в технологічних процесах [52].

Шкідливі речовини, що потрапили в організм людини спричиняють порушення здоров'я лише в тому випадку, коли їхня кількість в повітрі перевищує граничну для кожної речовини величину. Під гранично допустимою концентрацією (ГДК) шкідливих речовин в повітрі робочої зони розуміють таку концентрацію, яка при щоденній (крім вихідних днів) роботі на протязі 8 годин чи іншої тривалості (але не більше 40 годин на тиждень) за час всього трудового стажу не може викликати професійних захворювань або розладів у стані здоров'я, що визначаються сучасними методами як у процесі праці.

Пил може здійснювати на людину фіброгенну дію, при якій в легенях відбувається розростання сполучних тканин, що порушує нормальну будову та функцію органу. Вражаюча дія пилу в основному визначається дисперсністю (розміром частинок пилу), їх формою та твердістю, волокнистістю, питомою поверхнею.

Таблиця 5.2 – Можливі забруднювачі повітря можуть і їх ГДК

Найменування речовини	ГДК, мг/м ³		Клас небезпеки
	Максимально разова	Середньодобова	
Пил нетоксичний	0,5	0,15	4

Пил може здійснювати на людину фіброгенну дію, при якій в легенях відбувається розростання сполучних тканин, що порушує нормальну будову та функцію органу. Вражаюча дія пилу в основному визначається дисперсністю (розміром частинок пилу), їх формою та твердістю, волокнистістю, питомою поверхнею.

Шкідливість виробничого пилу обумовлена його здатністю викликати професійні захворювання легень, в першу чергу пневмоконіози.

Для нормалізації складу повітря робочої зони потрібно здійснювати щоденне прибирання робочого місця. Нагромадження пилу вказує на необхідність у вживанні заходів по очищенню від нього. Тому необхідно постійно очищувати пил та проводити вологе прибирання приміщень, за умови вимкнення устаткування.

5.2.3 Виробниче освітлення

Природне освітлення

В залежності від джерела світла промислове освітлення поділяється на: - природне освітлення - освітленість приміщень світлом неба (прямого або відображеного), яке попадає у приміщення через світлові пройми в зовнішніх огорожуючих конструкціях. По своєму спектральному складу воно є найбільш сприятливим. Природне освітлення характеризується коефіцієнтом природної освітленості КПО (ϵ). КПО – відношення природного освітлення, яке створюється в деякій точці заданої площини всередині приміщення світлом неба, до значення зовнішньої горизонтальної освітленості [44].

Основною величиною для розрахунку і нормування природного освітлення є коефіцієнт природної освітленості (КПО). Прийняте роздільне нормування КЕО для бічного і верхнього освітлення. Ті місця, що освітлюється тільки бічним світлом, нормується мінімальне значення КЕО в межах робочої зони, що повинно бути забезпечене в точках, найбільше віддалених від вікна.

Штучне освітлення.

Штучне освітлення буває двох систем: загальне або комбіноване. Загальне освітлення - освітлення, при якому світильники розміщуються у верхній зоні приміщення рівномірно або пристосувальне до розташування обладнання. Комбіноване освітлення – додаткове освітлення, при якому до загального освітлення додається ще й місцеве. Місцеве освітлення – освітлення, яке створюється світильниками, концентруючими світловий потік безпосередньо на робочих місцях.

Характеристика зорових робіт - середньої точності.

Відповідно до ДБН В.2.5-28-2018 розряд зорової роботи IV, підрозряд «в».

Таблиця 5.3 – Вимоги до освітлення приміщень виробничих підприємств

Характеристика зорової роботи	Найменший або еквівалентний розмір об'єкта розрізнення, мм	Розряд зорової роботи	Підрозряд зорової роботи	Контраст об'єкта з фоном	Характеристика фону	Штучне при системі комбінованого освітлення		Природне Ен пр	Сумісне Е сум
						всього	у т. ч. від загального		
Середньої точності	Від 0,5 до 1,0 включно	IV	в	малий середній великий	світлий середній темний	400	200	4	2,4

Для забезпечення достатнього освітлення здійснюють систематичне очищення скла та світильників від пилу (не рідше двох разів на рік), використовують жалюзі. В разі нестачі природного освітлення, використовують загальне штучне освітленням, що створюється за допомогою світлодіодних ламп

[E27 LED 15W NW A60 "SG"](#). Висота підвісу світильників над робочою поверхнею 4,5 метра.

При експлуатації здійснюється контроль за рівнем напруги освітлювальної мережі, своєчасна заміна перегорілих ламп, забезпечується чистота повітря у приміщенні.

5.2.4 Виробничий шум

Відповідно до ГОСТ 12.1.003-83. нормуються допустимі рівні звукового тиску $L = 20 \cdot 1g(P_1/P_0)$, дБА (P_1 – середньоквадратичне значення звукового тиску, Па за період часу, що розглядається, і P_0 значення звукового тиску на нижньому порозі чутності в октавній смузі зі середньо-геометричною частотою 1000 Гц) залежно від частоти, характеру робіт і характеру шуму (нормування за граничними спектрами - ГС), або допустимі рівні звуку $L_A = 201g(P_A/P_0)$, дБА (P_A – середньоквадратичне значення звукового тиску з урахуванням корекції А шумоміра) залежно від характеру робіт і характеру шуму [47].

Джерелами шуму в умовах, що розглядаються в проекті є: повітряні та масляні вимикачі, вода, трансформатори, генератори.

Для забезпечення допустимих параметрів шуму в приміщенні передбачено:

- 1) усунення, коливань у джерелі виникнення, ретельне балансування обладнання, мас, які обертаються;
- 2) усунення коливань на шляху розповсюдження, звукоізоляція, звукопоглинання, багат шарові огорожі;
- 3) проектно-архітектурні методи передбачають розташування обладнання, вибір перекриття;
- 4) організаційно-технологічні рішення: своєчасне і якісне проведення планово-попереджувального ремонту; контроль за правильною експлуатацією, вибір малошумного обладнання та технологій.

На підприємствах повинно бути забезпечено контроль шуму на робочих місцях не менше одного разу в рік.

Допустимі рівні звукового тиску, рівні звуку і еквівалентні рівні звуку на робочих місцях приймаються за вимогами СН 32.23-85 і наведені в таблиці 5.4.

Таблиця 5.4 – Допустимі рівні звукового тиску

Робоче місце	Рівні звукового тиску в октавних смугах з середньгеометричними частотами, Гц									Рівні звукового тиску, ДБА
	31,5	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000	
На постійних робочих місцях у виробничих приміщеннях та на території підприємства	107	95	87	82	78	75	73	71	69	80

Для зменшення рівня шуму до допустимого в цеху двигуни виконуються в металевому кожусі, а також виконують змащення, застосовують пластмасові деталі, використовують протишумні навушники, які закривають вушну раковину.

5.2.5 Виробничі вібрації

Вібрацією називають будь-які механічні коливання пружинних тіл, що проявляються в їх переміщенні у просторі, або зміні їх форми. Коливання тіл з частотою, нижчою 16 Гц сприймається організмом, як вібрація, а коливання з частотою 16...20 Гц і більше - одночасно як вібрація і звук [48]. Джерелами вібрацій є різні технологічні процеси, станки, установки, вібростенди, механізми, машини (електродвигуни трансформатори, насоси, компресори, і т д), і їх робочі органи. В одних випадках причиною збудження вібрації є зворотно-поступальні рухи системи в інших - неврівноважені маси, які обертаються. В залежності від дії на людину вібрація ділиться на загальну і локальну.

Основними гігієнічними характеристиками вібрації, що визначають її дію на людину, є середньоквадратичні значення віброшвидкості V , м/с або логарифмічні рівні, дБ в октавних смугах частот.

Логарифмічні рівні віброшвидкості, дБ визначаються за формулою

$$L_v = 20 \cdot \lg V / 5 \cdot 10^{-8} \quad (5.1)$$

Відстрочка від режиму резонансу досягається за рахунок відстрочки власних частот установки або її окремих вузлів і деталей від частоти вимушеної сили або зміни маси жорсткості установки, або встановлення нового робочого режиму.

Допустимі рівні вібрації наведені в таблиці 5.5.

Таблиця 5.5 – Допустимі рівні вібрації на постійних місцях

Вид вібрації	Октавні смуги з середньгеометричними частотами, Гц									
	2	4	8	16	31,5	63	125	250	500	1000
Загальна вібрація:	<u>1,3</u> 108	<u>0,45</u> 99	<u>0,22</u> 93	<u>0,2</u> 92	<u>0,2</u> 92	<u>0,2</u> 92	-	-	-	-
На постійних робочих місцях в виробничих приміщеннях										

В чисельнику середньоквадратичне значення вібрації, м/с 10^{-2} , знаменнику - логарифмічні рівні вібрації, дБ.

Основними методами колективного віброзахисту є зниження вібрації шляхом дії на джерело виникнення: відстрочка від режиму резонанс; динамічне гасіння коливань, заміна конструктивних елементів уставок і будівельних конструкцій. Засоби індивідуального захисту діляться на засоби для ніг, рук та тіла працюючого.

5.2.6 Психофізіологічні фактори

а) Класи умов праці за показниками важкості праці Па [42]:

Загальні енергозатрати організму (кг/м):

Зовнішнє фізичне динамічне навантаження, виражене в одиницях механічної роботи за зміну, кг/(Вт);

При регіональному навантаженні(для чоловіків) - 12 000(40);

При загальному навантаженні (за участю м'язів рук, тулуба, ніг) - 40 000(80);

Маса вантажу. Що постійно підіймається – до 25.

Стереотипні робочі рухи:

При локальному навантаженні (участь м'язів кистей та пальців рук)- до 60 000;

При регіональному навантаженні(участь рук та плечового суглоба) – до 30 000;

Статичне навантаження (кг/с):

Двома руками (чоловіки) – до 70 000;

За участю м'язів тулуба та ніг – до 200 000.

Робоча поза:

Періодичне перебування в незручній позі (робота з поворотом тулуба, незручним розташуванням кінцівок) до 25% часу зміни

Нахил тулуба:

Вимушені нахили протягом зміни – 150 разів;

Переміщення у просторі(переходи задля технологічного процесу) – більше 12

б) Класи умов праці за показниками напруженості праці:

Інтелектуальні навантаження:

Зміст роботи - рішення складних завдань з вибором за алгоритмом;

Сприймання інформації та їх оцінка - сприймання інформації з наступною корекцією дій та операцій;

Розподіл функцій за ступенем складності завдання - обробка, контроль, перевірка завдання.

Сенсорні навантаження:

Зосередження (%за зміну) - до 50;

Щільність сигналів (звукові за 1 год) - до 150;

Навантаження на слуховий аналізатор (%) – розбірливість слів та сигналів від 50 до 80;

Навантаження на голосовий апарат (протягом тижня) – від 20 до 25.

Емоційне навантаження:

Ступінь відповідальності за результат своєї діяльності - є відповідальним за функціональну якість основної роботи; Ступінь ризику для власного життя – вірогідний;

Ступінь відповідальності за безпеку інших осіб – є відповідальним за безпеку інших.

Режим праці:

Тривалість робочого дня - більше 8 год;

Змінність роботи – однозмінна (без нічної зміни).

5.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Потрібно визначити сейсмостійкість фундаментів, запроєктованих як малозаглиблені.

Основа фундаментів при аварійному сполученні навантажень, спричиненому сейсмічними впливами, розраховується на міцність окремо від дії вертикальної складової навантаження і від дії горизонтальної складової. При цьому осідання фундаментів не перевіряють [2]. Попередні розміри фундаментів визначені розрахунком за деформаціями основ на основне сполучення навантажень (без урахування сейсмічних навантажень) у розділі 4.

Розрахунок на дію вертикальної складової навантаження здійснюється за формулою

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n, \quad (5.2)$$

де N_a – вертикальна складова розрахункового позacentрового навантаження в аварійному сполученні (з урахуванням вертикального сейсмічного навантаження, яке спрямоване вниз);

$N_{u,eq}$ – вертикальна складова сили граничного опору основи при сейсмічних впливах;

$\gamma_{c,eq}$ – сейсмічний коефіцієнт умов роботи, що приймають рівним 1.0; 0.85; 0.7 відповідно для ґрунтів I, II і III категорій за сейсмічними властивостями згідно з ДБН В.1.1-12:2014.

γ_n – коефіцієнт надійності, приймають в залежності від рівня відповідальності споруд згідно з розділом 7 [2].

Виконуємо перевірку розмірів подошви стовпчастого малозаглибленого фундаменту під крайню колону, підбраного на дію основного сполучення навантажень (рис. 4.8), на аварійне сполучення навантажень. Цей фундамент є найбільш вразливим для сейсмічних впливів.

Розрахункові аварійні значення навантажень:

$$N_a = 810,0 \text{ кН}; M_a = 8,5 \text{ кНм}; Q_a = 54,6 \text{ кН}.$$

За табл. 5.1 [53] ґрунтові умови майданчику будівництва відносяться до III категорії. В цьому випадку за табл. А.1 [53] для м. Вінниця сейсмічність території складає 6 балів.

При $\varphi_I = 36^\circ$ (ґрунт подушки) $F_1 = 40$, $F_2 = 40$, $F_3 = 55$ [39].
 $c_I = 0$ (кПа); $\gamma_I = 20,0$ кН/м³.

Коефіцієнти форми фундаменту ξ_γ, ξ_q, ξ_c для стовпчастого фундаменту. За сторону b приймаємо сторону, уздовж якої діє згинальний момент. Отже $b = 2,4$ м,
 $\eta = 1/b = 2,4/2,4 = 1$

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 0,75; \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta} = 2,5; \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1,3.$$

Ординати епюри граничного тиску (рис. 5.1) по краях підшви фундаменту визначаємо за формулами

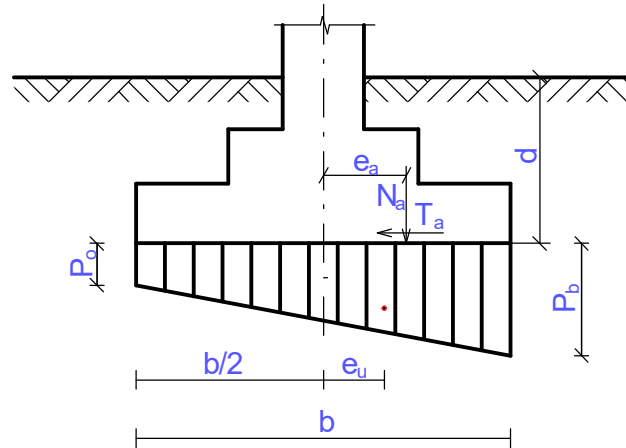


Рисунок 5.1 – Епюра граничного тиску під підшвою фундаменту при сейсмічному впливі

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) c_1 / \operatorname{tg} \varphi_1 = 2,5 \cdot 40 \cdot 17,9 \cdot 0,7 + 1,3(40 - 1) \cdot 0 / \operatorname{tg} 36^\circ = 1253,0 \text{ (кПа)};$$

$$p_b = p_0 + \xi_\gamma \gamma_1 b (F_2 - k_{eq} F_3) = 1253,0 + 0,75 \cdot 20,0 \cdot 2,4 \cdot (40 - 0,1 \cdot 55) = 2495,0 \text{ (кПа)}.$$

Вертикальна складова розрахункового граничного навантаження в рівні підшви фундаменту в аварійному сполученні

$$N_a = 810,0 + 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,4 \cdot 20 \cdot 0,9 = 955,2 \text{ (кН)}.$$

Ексцентриситети розрахункового навантаження і епюри граничного тиску

$$e_a = \frac{M_a}{N_a} = \frac{8,5 + 54,6 \cdot 2,1}{955,2} = 0,129 \text{ (м)};$$

$$e_u = b(p_b - p_0) / 6(p_b + p_0) = \frac{2,4(2495,0 - 1253,0)}{6(2495,0 + 1253,0)} = 0,133 \text{ (м)}.$$

Оскільки $e_u > e_a$, то граничне критичне навантаження на фундамент визначаємо за формулою [39]

$$N_{u,eq} = 0,5bl(p_0 + p_b) = 0,5 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot (1253 + 2495) = 10794 \text{ (кН)}.$$

Умова міцності (5.1)

$$N_a = 955,2 \text{ кН} \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n = \frac{0,7 \cdot 10794,0}{1,15} = 5037,3 \text{ (кН)} \text{ виконується.}$$

Отже, при дії вертикальної складової сейсмічного навантаження розміри підшви 2,4×2,4 м достатні.

Виконаємо перевірку міцності основи на зсув по підшві фундаментів **від дії горизонтальної складової навантаження.**

Розрахунок виконуємо за рекомендаціями [39, 40].

Грунт засипки (ІГЕ №2) має такі характеристики:

$$\varphi_I' = 0,9 \cdot 25^0 / 1,1 = 20^0; \quad c_I' = 0,5 \cdot 3 / 1,5 = 1 \text{ (кПа)}, \quad \gamma_I' = 0,95 \cdot 18,8 = 17,9 \text{ (кН/м}^3\text{)}.$$

При горизонтальній поверхні засипки, коефіцієнти бокового тиску ґрунту засипки в умовах сейсмічного впливу [40]

$$\lambda_a^* = \frac{\cos^2(\varphi_I - \omega)}{\cos^2 \omega \cdot (1 + \sqrt{z})^2} = \frac{\cos^2(20 - 2,29)}{\cos^2 2,29 \cdot (1 + \sqrt{0,104})^2} = 0,520.$$

$\omega = \arctg(AK_1) = \arctg(0,04) = 2,29^0$ ($AK_1 = 0,04$ для сейсмічності території 6 або 7 балів).

$$z = \frac{\sin(\varphi_I - \omega) \cdot \sin \varphi_I}{\cos \omega} = \frac{\sin(20 - 2,29) \cdot \sin 20}{\cos 2,29} = 0,104.$$

$$E_n^* = (1 - AK_1) \cdot E_n = (1 - 0,04) \cdot E_n;$$

$$\lambda_n = \text{tg}^2(45^0 + \varphi_I / 2) = \text{tg}^2(45^0 + \frac{20^0}{2}) = 2,04.$$

$$d_c = 2c_I' \sqrt{\lambda_a} / (\gamma_I' \lambda_a) = 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{0,52} / (17,9 \cdot 0,52) = 0,155 \text{ (м)}.$$

Рівнодіюча активного тиску на фундамент від ґрунту засипки

$$E_a = l \cdot 0,5(\gamma'_1 d \lambda_a - 2c'_1 \sqrt{\lambda_a})(d - d_c) =$$

$$= 6,0 \cdot 0,5 \cdot (17,9 \cdot 2,1 \cdot 0,52 - 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{0,52})(2,1 - 0,155) = 105,6 (\kappa H).$$

Рівнодіюча активного тиску на фундамент від привантаження на поверхні засипки засипки

$$E_{a_{cp}} = l \cdot d \cdot (q \cdot \lambda_a - 2c'_1 \sqrt{\lambda_a}) =$$

$$= 6,0 \cdot 2,1 \cdot (5,0 \cdot 0,52 - 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{0,52}) = 14,6 (\kappa H).$$

Рівнодіюча пасивного тиску на фундамент від ґрунту засипки

$$E_n = l \cdot [0,5\gamma'_1 d^2 \lambda_n + c'_1 d (\lambda_n - 1) / \operatorname{tg} \phi'_1] =$$

$$= 2,4 \cdot [0,5 \cdot 17,9 \cdot 0,7^2 \cdot 2,04 + 1 \cdot 0,7(2,04 - 1) / \operatorname{tg} 20^\circ] = 26,3 (\kappa H).$$

З урахуванням сейсмічного впливу

$$E_n^* = (1 - AK_1) \cdot E_n = (1 - 0,04) \cdot 26,3 = 25,3 (\kappa H).$$

Зсувна сила в рівні підосви фундаменту

$$F_{sa} = Q + E_a = 54,6 + 105,6 + 14,6 = 174,8 (\kappa H).$$

Утримуючу силу визначаємо за формулою

$$F_{sr} = (F_v - U) \operatorname{tg} \varphi_1 + abc_1 + E_n = 955,2 \cdot \operatorname{tg} 36^\circ + 2,4^2 \cdot 0 +$$

$$+ 25,3 = 719,3 (\kappa H).$$

Умова міцності на зсув по підосві (для II категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями $\gamma_{c,eq} = 0,85$)

$$F_{sa} = 174,6 \kappa H < \frac{\gamma_{c,eq} F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,7 \cdot 719,3}{1,15} = 437,8 (\kappa H)$$

виконується з запасом.

Отже, розміри підосви, підібрані для крайнього фундаменту для основного сполучення навантажень, забезпечують надійну роботу фундаменту у випадку сейсмічних впливів.

Висновки за розділом 5

1. На будівельно-монтажний персонал впливають в процесі влаштування фундаментів впливає комплекс небезпечних і шкідливих виробничих факторів. Розглянуті питання з охорони праці, що передбачають заходи щодо їхнього виявлення, розроблення заходів зі зниження їхнього впливу, з промислової безпеки, з цивільного захисту, а також зі створення безпечних та нешкідливих умов праці робітників.

2. Виконаний розрахунок малозаглиблених фундаментів на аварійні сейсмічні впливи. Розміри підшви, підібрані для крайнього фундаменту для основного сполучення навантажень, забезпечують надійну роботу фундаменту у випадку сейсмічних впливів.

РОЗДІЛ 6

Економічна частина

На прикладі технічного об'єкту у магістерській кваліфікаційній роботі запропоноване впровадження малозаглиблених фундаментів. Конструктивне рішення фундаментів під середню та крайню колони у традиційному варіанті та малозаглибленому варіанті розроблені у розділі 4 (рис. 4.4 – 4.10).

Глибина закладання традиційних фундаментів прийнята 1,35 м, виходячи з заглиблення нижче глибини сезонного промерзання і конструктивних міркувань (дотримання модульності розмірів). Глибина закладання при малому заглибленні зменшена до 0,6 м виходячи з забезпечення занурення у ґрунт плитної частини фундаменту.

Для запобігання морозного здимання під кожним фундаментом передбачається влаштування подушки з нездимального матеріалу (щебеню) товщиною 400 мм, при цьому з врахуванням бетонної підготовки глибина закладання підосви подушки складає 1,1 м, що перевищує глибину сезонного промерзання (рис. 4.8).

6.1 Підрахунок об'ємів робіт на улаштування фундаментів

Обсяги робіт визначаємо для ряду колон по осі 2, який включає крайні і середню колони та має найменшу глибину закладання, що були прийняті для розрахунків у розділі 4.

Для фундаментів у традиційному варіанті котлован передбачаємо під всю будівлю глибиною до підосви фундаментів з урахуванням наявності бетонної підготовки. Під фундаменти передбачаємо бетонну підготовку товщиною 100 мм.

У варіанті малозаглиблених фундаментів котлован також передбачається під всю будівлю глибиною до підосви фундаментів з урахуванням наявності бетонної підготовки, але під кожний фундамент передбачається відкопування додаткового котловану глибиною 400 мм з розмірами по низу, що перевищують

розміри підшови на 400 мм в кожену сторону. Це забезпечує перерозподіл напружень на підстильний шар для забезпечення надійної роботи фундаменту. Схема відкопування котлованів наведена на рис. 6.1, 6.2.

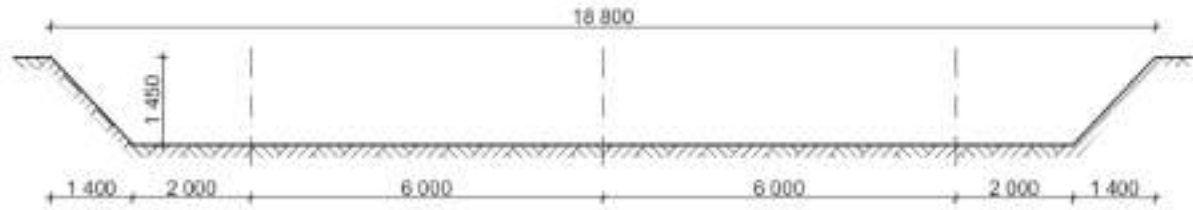


Рисунок 6.1 – Схема відкопування котловану для фундаментів у традиційному варіанті

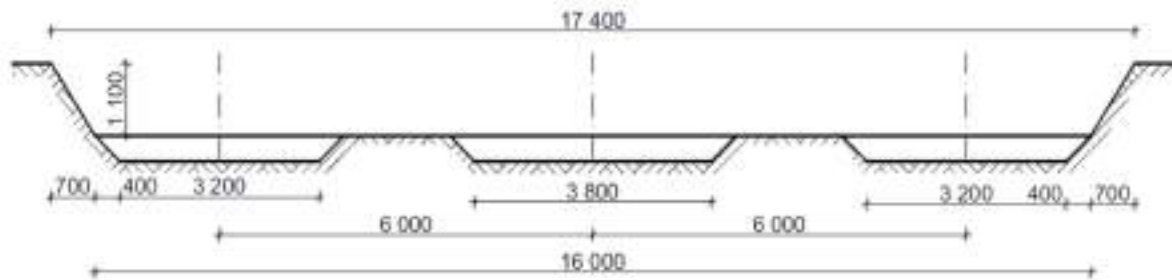


Рисунок 6.2 – Схема відкопування котловану для фундаментів у малозаглибленому варіанті

Робочі креслення варіантів фундаментів наведені на рис. 6.3 – 6.6.

При підрахунку об'ємів робіт не враховувались ті види робіт і витрат, які є однаковими для традиційного і малозаглибленого варіантів фундаментів. Зокрема це влаштування фундаментних балок і цокольної панелі, а також вартість ґрунту, який має бути закуплений для підсіпки під підлогу першого поверху, оскільки ґрунту з котловану для цієї мети недостатньо.

При складанні об'ємів робіт враховане також тимчасове вивезення ґрунту з котловану на відстань до 5 км в зв'язку з обмеженістю площі майданчику будівництва для влаштування відвалів ґрунту

Результати підрахунку об'ємів робіт нульового циклу для двох варіантів фундаментів наведені у таблиці 6.1.

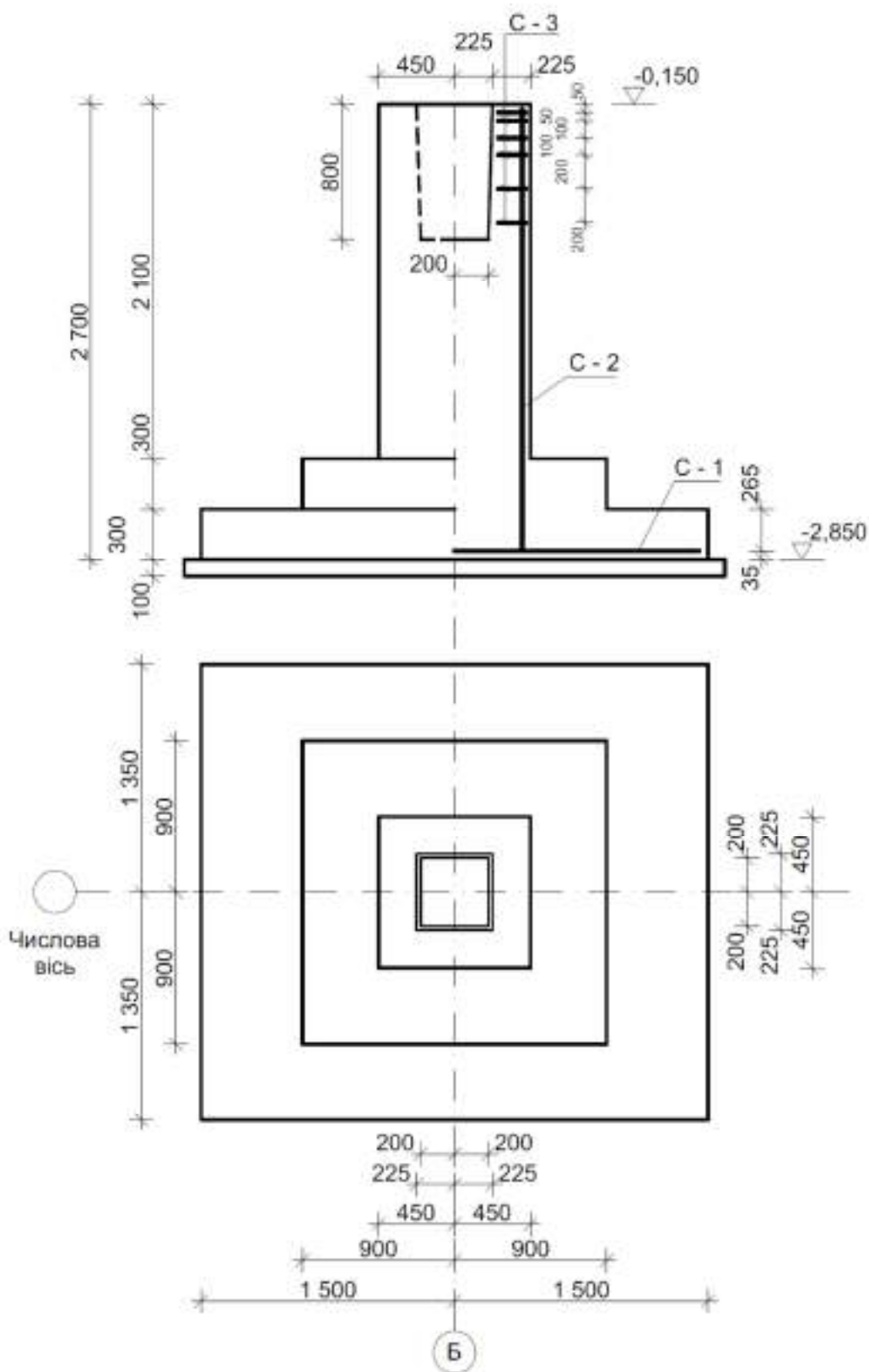


Рисунок 6.3 – Конструктивне рішення фундаменту під середню колону у традиційному варіанті

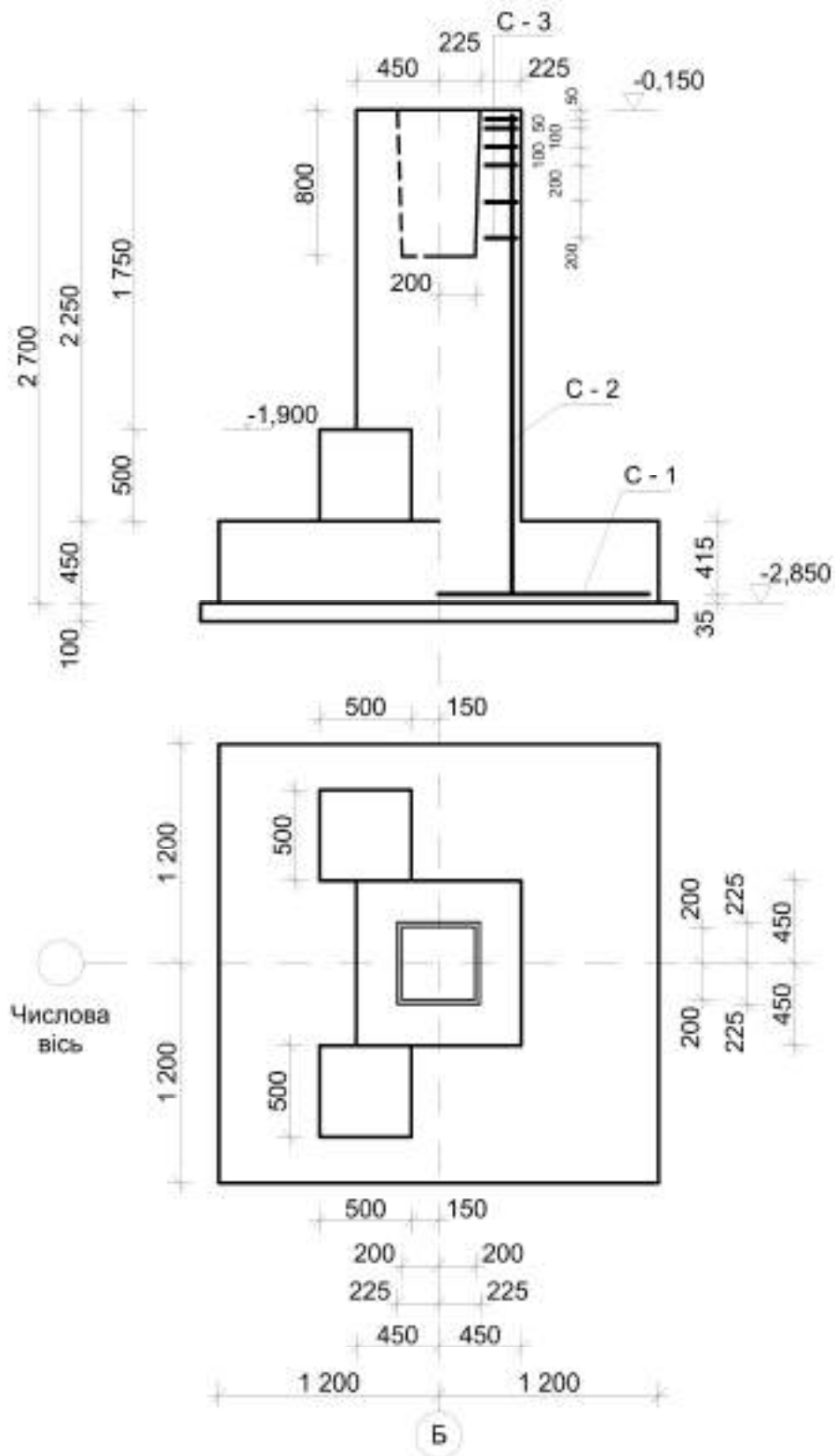


Рисунок 6.4 – Конструктивне рішення фундаменту під крайню колону у традиційному варіанті

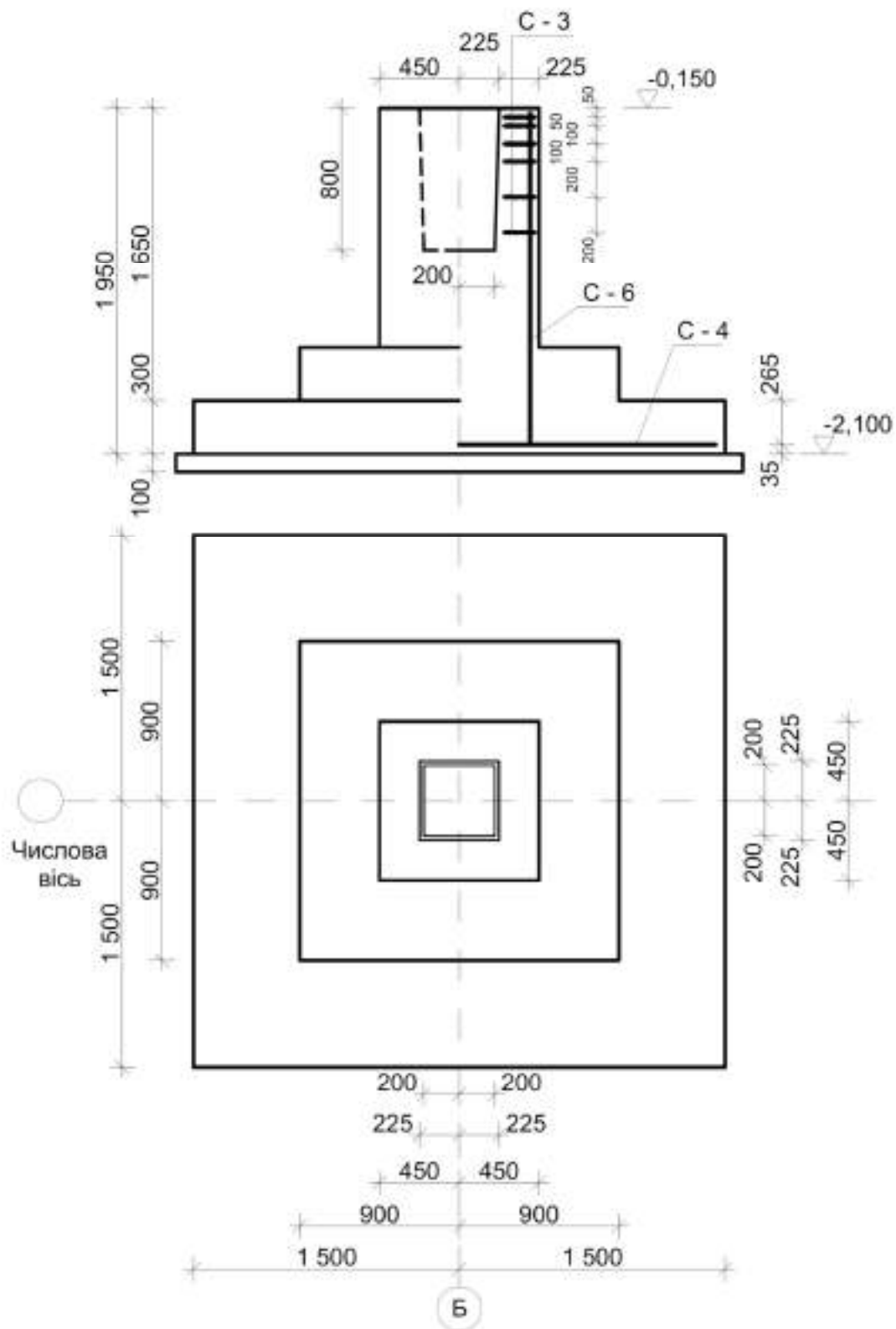


Рисунок 6.5 – Конструктивне рішення фундаменту під середню колону у малозаглибленому варіанті

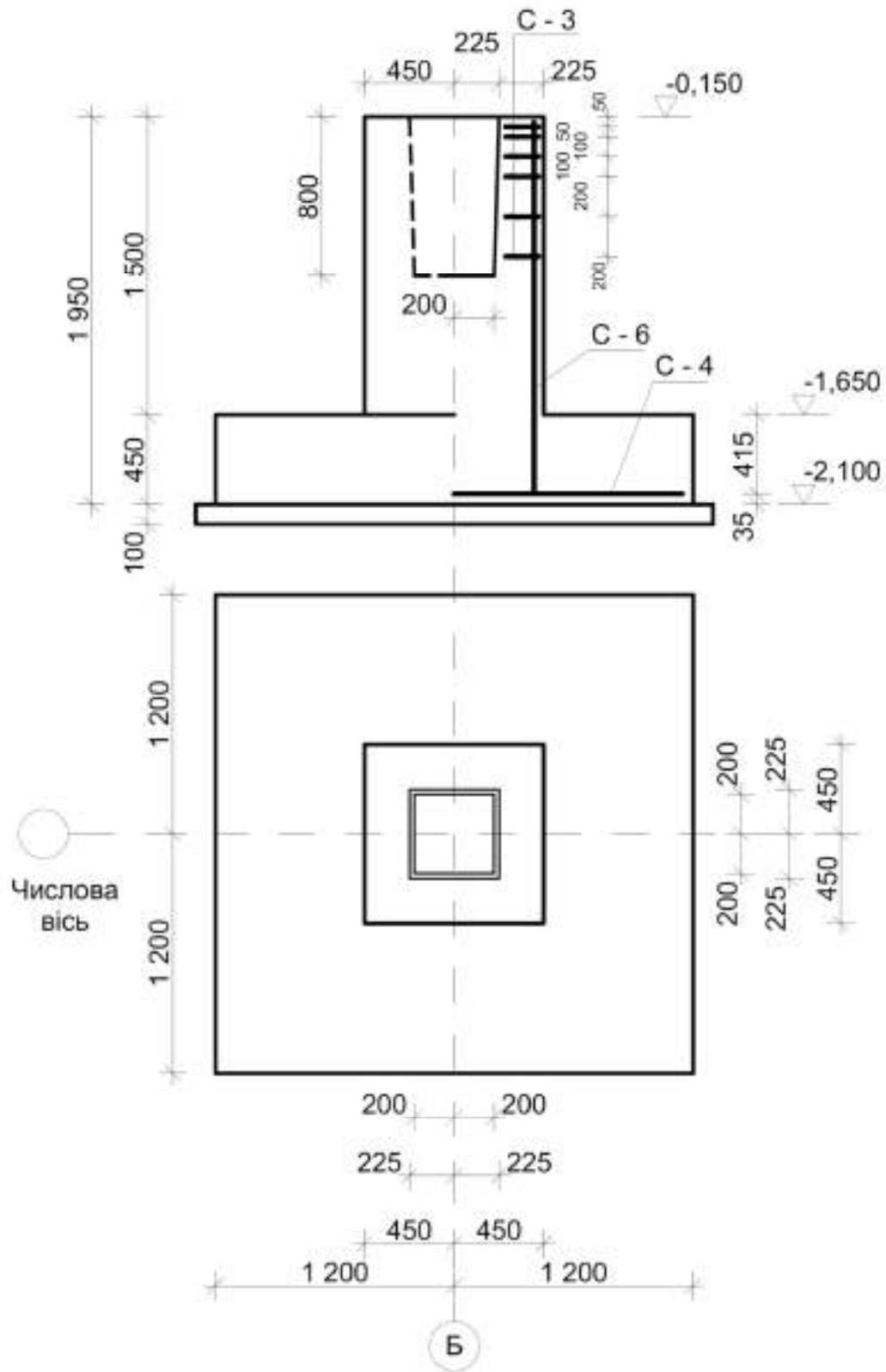


Рисунок 6.6 – Конструктивне рішення фундаменту під крайню колону у малозаглибленому варіанті

Таблиця 6.1 – Об'єми робіт з улаштування варіантів фундаментів

Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість
1	2	3
1. Фундамент мілкового закладання у традиційному варіанті		
1. Розробка ґрунту в котловані $6 \cdot (18,8 + 16,0) \cdot 0,5 \cdot 1,45 = 151,4 \text{ м}^3$	1000 м ³	0,1514
2. Вивезення ґрунту на відстань до 5 км $151,4 \cdot 1,8 = 272,5$	т	272,5
3. Улаштування бетонної підготовки товщиною 100 мм $[(3+0,2) \cdot (2,7+0,2) + 2,6 \cdot 2,6 \cdot 2] \cdot 0,1 = 2,28 \text{ м}^3$	100 м ³	0,0228
4. Улаштування монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів стаканного типу з бетону класу В15 $(2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,45 + 0,9^2 \cdot 2,25 - 0,253 + 0,5^2 \cdot 0,5 \cdot 2) \cdot 2 + (3,0 \cdot 2,7 \cdot 0,3 + 1,8^2 \cdot 0,3 + 0,9^2 \cdot 2,1 - 0,253) = 4,42 \cdot 2 + 4,85 = 13,69$	м ³	13,69
5. Арматура для фундаментів: Ø12 А400С Ø10 А400С Ø8 А240С	кг	149,63 101,56 71,4
6. Зворотня засипка котловану $151,4 + 12,4 \cdot 6,0 \cdot 1,35 - 2,28 - 13,69 = 235,9 \text{ м}^3$	1000 м ³	0,2359
7. Перевезення ґрунту на відстань до 5 км $235,9 \cdot 1,8 = 424,6$	т	424,6
8. Ущільнення ґрунту у пазухах котловану 235,9 м ³	100 м ³	2,359

Продовження таблиці 6.1

1	2	3
2 Фундамент мілкового закладання у малозаглибленому варіанті		
1. Розробка ґрунту в котловані $6 \cdot (17,4 + 16,0) \cdot 0,5 \cdot 0,7 + 3,6^2 \cdot 0,4 \cdot 2 + 3,8^2 \cdot 0,4$ $= 70,14 + 10,37 + 5,78 = 86,3 \text{ м}^3$	1000 м ³	0,0863
2. Вивезення ґрунту на відстань до 5 км $86,3 \cdot 1,8 = 155,3$	т	155,3
3. Улаштування ґрунтових подушок на осідаючих ґрунтах методом пошарового укочування $10,37 + 5,78 = 16,2 \text{ м}^3$	1000 м ³	0,0162
4. Матеріал для подушки – щебінь із природного каменю	м ³	16,2
5. Улаштування бетонної підготовки товщиною 100 мм $[(3 + 0,2) \cdot (3,0 + 0,2) + 2,6 \cdot 2,6 \cdot 2] \cdot 0,1 = 2,38 \text{ м}^3$	100 м ³	0,0238
6. Улаштування монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів стаканного типу з бетону класу В15 $(2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,45 + 0,9^2 \cdot 1,5 - 0,253) \cdot 2 +$ $+(3,0 \cdot 3,0 \cdot 0,3 + 1,8^2 \cdot 0,3 + 0,9^2 \cdot 1,35 - 0,253) =$ $= 3,554 \cdot 2 + 4,512 = 11,62$	м ³	11,62
7. Арматура для фундаментів: Ø12 А400С Ø10 А400С Ø8 А240С	кг	154,48 75,40 67,20
8. Зворотня засипка котловану $70,14 + 12,4 \cdot 6,0 \cdot 1,35 - 2,38 - 11,62 = 156,6 \text{ м}^3$	1000 м ³	0,1566
9. Перевезення ґрунту на відстань до 5 км $156,6 \cdot 1,8 = 281,9$	т	281,9
10. Ущільнення ґрунту у пазухах котловану 156,6 м ³	100 м ³	1,566

6.2 Порівняльні кошторисні розрахунки вартості та трудомісткості фундаментів

Кошторисний розрахунок улаштування фундаментів виконуємо за допомогою програмного комплексу АВК (таблиця 6.2-6.3).

Вони розроблялися на основі:

ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (РЕКН, ДБН Д.2.2 - 99); збірника єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, вироби та конструкції загально виробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників додатка 3 до ДСТУ Б Д.1.1 – 1 – 2013.

Кошторисна вартість влаштування конструкцій враховує трудовитрати та заробітна плата будівельників та машиністів, кількість та вартість матеріальних ресурсів, експлуатації будівельних машин та механізмів. Кошторисна вартість влаштування конструкцій визначається як сума прямих та загальновиробничих витрат.

Прямі витрати (ПВ) враховують в своєму складі заробітну плату робочих, вартість експлуатації будівельних машин та механізмів, вартість матеріалів, виробів та конструкцій.

Прямі витрати (ПВ) враховують в своєму складі заробітну плату робочих, вартість експлуатації будівельних машин та механізмів, вартість матеріалів, виробів та конструкцій.

Загальновиробничі витрати (ЗВВ) – це витрати будівельно-монтажної організації, які входять у виробничу собівартість будівельно-монтажних робіт. Усі затрати, які відносяться до ЗВВ, згруповані в три групи.

Таблиця 6.2 - Локальний кошторис на будівельні роботи № 1
Фундамент мілкового закладання у традиційному варіанті

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 33,502 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 0,244 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 4,813 тис. грн.
 Середній розряд робіт 3,1 розряд

Складений в поточних цінах станом на "24 жовтня" 2021 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
									на одиницю	всього	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E1-17-1	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 1 [1-1, 2] м3, група ґрунтів 1	1000м3	0,1514	<u>6217,86</u> 157,87	<u>6053,90</u> 1912,64	941	24	<u>917</u> 290	<u>9,38</u> 66,504	<u>1,42</u> 10,07
2	C311-5	Перевезення ґрунту до 5 км	т	272,5	<u>16,72</u> -	<u>16,72</u> 1,61	4556	-	<u>4556</u> 439	<u>-</u> 0,099	<u>-</u> 26,98
3	E6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м3	0,0228	<u>69945,46</u> 3294,47	<u>1898,95</u> 520,67	1595	75	<u>43</u> 12	<u>195,75</u> 25,4989	<u>4,46</u> 0,58
4	ЕД6-50-15	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів опалубки площею до 1 м2 для улаштування монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів стаканного типу з бетону класу В15	100м3	0,1369	<u>15580,67</u> 8018,93	<u>420,30</u> 130,88	2133	1098	<u>58</u> 18	<u>417,87</u> 6,9921	<u>57,21</u> 0,96

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	ЕД6-62-3	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді плоских сіток в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури, мм понад 8 до 12	т	0,32259	<u>11553,50</u> 436,01	<u>100,74</u> 23,53	3727	141	<u>32</u> 8	<u>22,44</u> 1,4234	<u>7,24</u> 0,46
6	ЕД6-66-2	Укладання бетонної суміші в конструкції монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів стаканного типу з бетону класу В15.	100м3	0,1369	<u>61814,36</u> 1004,88	<u>1946,55</u> 497,99	8462	138	<u>266</u> 68	<u>53</u> 23,56	<u>7,26</u> 3,23
7	Е1-27-1	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 1	1000м3	0,2359	<u>1287,92</u> -	<u>1287,92</u> 279,89	304	-	<u>304</u> 66	<u>-</u> 15,1575	<u>-</u> 3,58
8	С311-5	Перевезення ґрунту до 5 км	т	424,6	<u>16,72</u> -	<u>16,72</u> 1,61	7099	-	<u>7099</u> 684	<u>-</u> 0,099	<u>-</u> 42,04
9	Е1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	2,359	<u>619,28</u> 339,29	<u>279,99</u> 83,44	1461	800	<u>661</u> 197	<u>18,36</u> 5,1175	<u>43,31</u> 12,07
Разом прями витрати по кошторису							30278	2276	<u>13936</u> 1782		<u>120,9</u> 99,97
Разом будівельні роботи, грн.							30278				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							14066				
всього заробітна плата, грн.							4058				
Загальновиробничі витрати, грн.							3224				
трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.							23,44				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.							755				
Всього будівельні роботи, грн.							33502				
Кошторисна заробітна плата, грн.							4813				
Всього по кошторису							33502				
Кошторисна трудоємність, люд.год.							244				

Таблиця 6.3 -Локальний кошторис на будівельні роботи № 2
Фундамент мілкового закладання у малозаглибленому варіанті

Основа:
 креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 31,918 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 0,266 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 5,248 тис. грн.
 Середній розряд робіт 3,1 розряд

Складений в поточних цінах станом на "24 жовтня" 2021 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
									на одиницю	всього	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E1-17-1	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 1 [1-1, 2] м3, група ґрунтів 1	1000м3	0,0863	<u>6217,86</u> 157,87	<u>6053,90</u> 1912,64	537	14	<u>522</u> 165	<u>9,38</u> 66,504	<u>0,81</u> 5,74
2	C311-5	Перевезення ґрунту до 5 км	т	155,3	<u>16,72</u>	<u>16,72</u>	2597	-	<u>2597</u>	-	-
3	EH11-2-3	Улаштування ґрунтових подушок на осідаючих ґрунтах методом пошарового укочування	м3	16,2	- <u>322,27</u> 75,03	1,61 <u>53,85</u> 14,22	5221	1215	<u>250</u> <u>872</u> 230	<u>0,099</u> <u>4,06</u> 0,8699	<u>15,37</u> <u>65,77</u> 14,09
4	E6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м3	0,0238	<u>69945,46</u> 3294,47	<u>1898,95</u> 520,67	1665	78	<u>45</u> 12	<u>195,75</u> 25,4989	<u>4,66</u> 0,61

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	ЕД6-50-15	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів опалубки площею до 1 м2 для улаштування монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів стаканного типу з бетону класу В15	100м3	0,1162	<u>15580.67</u> 8018,93	<u>420.30</u> 130,88	1810	932	<u>49</u> 15	<u>417.87</u> 6,9921	<u>48.56</u> 0,81
6	ЕД6-62-3	Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів з арматурою у вигляді плоских сіток в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури, мм понад 8 до 12	m	0,29708	<u>11553.50</u> 436,01	<u>100.74</u> 23,53	3432	130	<u>30</u> 7	<u>22.44</u> 1,4234	<u>6.67</u> 0,42
7	ЕД6-66-2	Укладання бетонної суміші в конструкції монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів стаканного типу з бетону класу В15.	100м3	0,1162	<u>61814.36</u> 1004,88	<u>1946.55</u> 497,99	7183	117	<u>226</u> 58	<u>53</u> 23,56	<u>6.16</u> 2,74
8	Е1-27-1	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 1	1000м3	0,1566	<u>1287.92</u> -	<u>1287.92</u> 279,89	202	-	<u>202</u> 44	<u>-</u> 15,1575	<u>-</u> 2,37
9	С311-5	Перевезення ґрунту до 5 км	т	281,9	<u>16.72</u> -	<u>16.72</u> 1,61	4713	-	<u>4713</u> 454	<u>-</u> 0,099	<u>-</u> 27,91
10	Е1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	1,566	<u>619.28</u> 339,29	<u>279.99</u> 83,44	970	531	<u>439</u> 131	<u>18.36</u> 5,1175	<u>28.75</u> 8,01
Разом прями витрати по кошторису							28330	3017	<u>9695</u> 1366		<u>161.38</u> 78,07
Разом будівельні роботи, грн.							28330				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							15618				
всього заробітна плата, грн.							4383				
Загальновиробничі витрати, грн.							3588				
трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.							26,76				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.							865				
Всього будівельні роботи, грн.							31918				
Кошторисна трудоємність, люд.год.							266				
Кошторисна заробітна плата, грн.							5248				
Всього по кошторису							31918				

Результати порівняння варіантів стін наведені в таблиці 6.4.

Всі вищенаведені показники, окрім первісної вартості i -тої машини та нормативної тривалості роботи машини за рік, узяті з локальних кошторисів. При порівнянні варіантів приймається той варіант, який має мінімальне значення приведених витрат.

$$\Pi_i = C_i + E_n \cdot K_i \rightarrow \min, \quad (6.1)$$

Величина C і K порівнюються за допомогою нормативного коефіцієнта ефективності капітальних вкладень E_n , який є допустимим мінімумом зниження собівартості на одиницю додаткових капітальних вкладень, за якими вони визнаються ефективними.

Собівартість робіт визначається за формулою:

$$C = ПВ + ЗВВ, \quad (6.2)$$

де ПВ – прямі витрати, грн. Під прямими витратами розуміють витрати, пов'язані з виконанням будівельних робіт, які можна прямо та безпосередньо включити до собівартості конкретних будівельних робіт;

ЗВВ – кошторисна величина загальновиробничих витрат, грн.

ПВ та ЗВВ визначаємо із локального кошторису (таблиці 6.2 – 6.3).

Капітальні вкладення у виробничі фонди:

$$K = K_{ОВФ} + K_{обігові\ кошт}, \quad (6.3)$$

де $K_{ОВФ}$ – вартість основних виробничих фондів;

$K_{обігові\ кошт} = C_{см.} / K_{обор.}$ – обігові кошти,

де $C_{см.}$ – кошторисна вартість (всього по кошторису), грн.;

$K_{обор.} = 3-4$.

Основні виробничі фонди визначаються за формулою:

$$K_{ОВФ} = \sum_{i=1}^n \frac{\Phi_i \cdot T_{i,об.}}{T_{i,річн.}}, \quad (6.4)$$

де Φ_i – первісна вартість i -тої машини, грн. (в даному випадку приймемо вартість експлуатації машин із кошторису);

T_i – тривалість роботи i -тої машини на об'єкті, год.;

$T_{i, \text{річн.}}$ – нормативна тривалість роботи за рік, год.

Економічний ефект

$$E = П1 - П2$$

Таблиця 6.4 - Порівняння варіантів фундаментів

Показники	Варіант 1	Варіант 2
Прямі витрати, тис. грн.	30,278	28,33
Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	0,244	0,266
Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	4,813	5,25
Загальновиробничі витрати, тис. грн.	3,224	3,588
Усього за кошторисом, тис. грн.	33,50	31,92
Кошторисний прибуток, грн.		
Показники (обчислені)		
Кошторисна величина ЗВВ, тис. грн.	3,224	3,588
Собівартість робіт (С), тис. грн.	33,50	31,92
Обігові кошти, тис. грн.	11,17	10,64
Основні виробничі фонди, тис. грн.	12,15	8,329
Капіталовкладення в виробничі фонди, тис. грн.	23,32	18,97
Показник приведених витрат, тис. грн.	36,30	34,19
Економічний ефект, тис. грн.		2,11

Висновки за розділом 6

Порівнюючи кожний варіант фундаментів із таблиць 6.4 ми бачимо, що найбільш економічним є другий варіант фундаменту мілкового закладання у малозаглибленому варіанті. Кошторисна вартість становить – 31,92 тис. грн., кошторисна трудомісткість – 0.266 тис. грн., приведені витрати - 34,19 тис. грн. Економічний ефект – 2,11 тис. грн.

ВИСНОВКИ

За результатами фізичного моделювання

1. Збільшення глибини закладання з 0 до 1,0b призводить до покращення роботи фундаменту мілкого закладання. Зокрема зменшення осідання на величину до 100%, подвійного зростання розрахункового опору ґрунту основи та граничного тиску на ґрунт.

2. При зменшенні глибини закладання при сталих навантаженнях потрібно збільшувати розміри подошви фундаменту, що призводить до зменшення тиску під подошвою і, як наслідок, зменшення осідання. З точки зору витрат на фундаменти, збільшення розмірів подошви може бути компенсоване зменшенням висоти підколоники і значним зменшенням обсягів земляних робіт.

За результатами математичного моделювання

1. Величина осідання зменшується при збільшенні розмірів подошви і практично не змінюється при заглибленні фундаментів сталих розмірів. Внаслідок перерозподілу зусиль у колонах за рахунок жорсткості каркасу середні колони дають значно більше осідання, ніж кутові і крайові;

2. Ступінь перерозподілу зусиль між колонами першого поверху, що передають навантаження на фундаменти, залежить від піддатливості основи, а не від глибини закладання фундаментів. Оскільки при призначенні більших розмірів подошви при меншій глибині закладання зменшується осідання основи, тобто збільшується її жорсткість, то це призводить до меншої розподільчої здатності каркасу (більша концентрація зусиль у середніх колонах);

3. Оскільки збільшення модуля деформації ґрунтової основи призводить до збільшення її жорсткості, то це призводить до меншої розподільчої здатності каркасу.

4. Перехід від стандартної до малої глибини закладання фундаменту для малоповерхової забудови не призводить до значної зміни напружено-деформованого стану системи основа-фундамент-споруда і знаходиться у тому ж діапазоні, що пов'язаний із зміною середнього модуля деформації основи. Отже,

перехід до використання малозаглиблених фундаментів не чинить небезпеки втрати стійкості основи, або виникнення значних додаткових напружень у надфундаментних конструкціях.

5. Використання малозаглиблених фундаментів для технічного об'єкту проєктування дозволило одержати економічний ефект 6%.

Список використаних джерел

1. ДБН В.2.1-10-2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 161 с.
2. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування зі зміною №1 та №2. [Чинний від 2012-07-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 161 с. (Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення).
3. Сажин В. С. Не зарывайте фундаменты вглубь. Москва : ООО «АКАпринт», 2003. 49 с.
4. ВСН 29-85 Проектирование мелкозаглубленных фундаментов малоэтажных сельских зданий на пучинистых грунтах. Москва : Минсельстрой, 1985. 37 с.
5. ТСН 50-303-99 Проектирование, расчет и устройство мелкозаглубленных фундаментов малоэтажных жилых зданий в Московской области. [Введены 01.06.98]. Москва : Минстрой Московской области, 1998. 37 с.
6. ОСН АПК-2.10.01.001-04 Проектирование мелкозаглубленных фундаментов малоэтажных сельских зданий на пучинистых грунтах. Москва : Министерство сельского хозяйства Российской Федерации, 2004. 22 с.
7. СТО 36554501-012-2008 Применение теплоизоляции из плит пенополистирольных вспененных экструзионных Пеноплэкс при проектировании и устройстве малозаглубленных фундаментов на пучинистых грунтах. [Введены 09.00.08]. Москва : ФГУП НИЦ «Строительство», 2008. 18 с.
8. Посібник з проектування малоповерхових будівель з автоклавного газобетону з альбомом технічних рішень. 3-є видання. Київ : УКРНДПЩИВІЛЬБУД, 2017. 208 с.
9. Рекомендации по проектированию и расчету малозаглубленных фундаментов на пучинистых грунтах. Москва : НИИОСП, 1985. 61 с.
10. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. [Чинний від 2017-05-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2017. 30 с.

11. ДСТУ Б В.2.6-189:2013. Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель.[Чинний від 2013-01-01]. Київ : Мінрегіон України, 2013. 52 с.
12. Утепление фундамента снаружи. <http://all-for-remont.ru/fundament/uteplenie-fundamenta-snaruzhi>.
13. Что такое фундамент «шведская плита»
<https://profidom.com.ua/stati/shkola-remonta-stroitelstvo/28260-что-такое-fundament-shvedskaya-plita>.
14. Плита шведская или финская <https://www.youtube.com/watch?v=E-LQjJ8neBA>.
15. Чем отличается финская плита (УФП) от УШП
<https://www.forumhouse.ru/threads/231881/>
16. Экструзионный пенополистирол ТЕХНОНИКОЛЬ CARBON ECO SP
https://www.grandline.ru/uploads/files/drugie_tovary/uteplitely/carbon/teh_list_sp.pdf
17. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти: Підручник/ В.Б. Швець та ін. Дніпропетровськ : «Пороги», 2012. 196 с.
18. Костюченко М. М. Механіка ґрунтів : навчальний посібник. Київ : Інтернет-ресурс Київського університету. – geol.univ@kiev.ua . 2013. 116 с.
19. Березанцев В. Г. Расчет оснований сооружений (Пособие по проектированию). Ленинград : Стройиздат, 1970. 207 с.
20. Крамаренко В. В. Грунтоведение : учебник для академического бакалавриата. Москва : Издательство Юрайт, 2017. — 430 с.
21. Шашкин В. А. Напряженно-деформированное состояние конструкций, взаимодействующих с нелинейно-деформируемой средой : автореф. дис. ...канд. техн. наук : 05.23.17. Санкт-Петербург, 2013. 22 с.
22. Бойко І., Чечельницький С. Числове моделювання штапових випробувань, вплив граничних умов ґрунтового масиву на осідання штапу при моделюванні / Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип.39. – К.: КНУБА, 2019. – С.65-73.
23. Иванов П. Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Москва : Высшая школа, 1985. 352 с.

24. Фурман А. С., Маєвська І. В. Вплив глибини закладання на несучу здатність фундаментів у піщаних та глинистих ґрунтах. Збірник матеріалів міжнародної науково-технічної конференції «Енергоефективність в галузях економіки України-2021», проведеної 23-25 листопада 2021 р. у ВНТУ м. Вінниця, 2021. 13 с. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/egeu/egeu2021/paper/viewFile/13949/1181>

25. ДСТУ Б В.2.1-17:2009. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей. [Чинний від 2010-10-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 32 с. (Основи та підвалини будинків і споруд).

26. Ромашкина М. А., Титок В. П. Программный комплекс ЛИРА-САПР. Руководство пользователя. Обучающие примеры. Под редакцией академика РААСН Городецкого А. С. Электронное издание, 2018. 254 с. https://rflira.ru/files/lira-sapr/Book_LIRA_SAPR_2018.pdf.

27. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 123 с. (Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі).

28. ДБН В.2.2-9:2018. Громадські будинки та споруди. Основні положення. [Чинний від 2019-01-06]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2019. 43 с. (Будинки і споруди).

29. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 30 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів).

30. ДБН В.1.1.7-2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. [Чинний від 2017-01-06]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2017. - 35 с.

31. ДБН В.1.2.7-2008. Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. [Чинний від 2008-10-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2008. 29 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів).

33.ДБН В.1.2.-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Київ : Мінбуд України, 2006. – 59 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів).

34.Железобетонные стеновые и цокольные панели производства «Обербетон» <https://oberbeton.ua/ru> .

35.ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. [Чинні від 2011-09-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 98 с. (Конструкції будинків і споруд).

36.ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-06-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с. (Конструкції будинків і споруд).

37.ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с. (Конструкції будинків і споруд).

38.Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колоны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83)/Ленпромстройпроект, НИИЖБ Госстроя СССР, НИИОСП Госстроя СССР. М.: ЦИТП, 1989. 76 с.

39.Пособие по проектированию оснований и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) /НИИОСП им. Герсеванова. М.: Стройиздат, 1986. 415 с.

40.ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. [Чинний від 2015-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2015. 83 с. (Національні стандарти України).

41.Методичні вказівки до виконання розділу з охорони праці в кваліфікаційних роботах здобувачів освітнього ступеня магістра за спеціальностями 153, 163, 171 і 172 / Уклад.: С. В. Дембіцька, І. М. Кобилянська, О. В. Кобилянський. – Вінниця : ВНТУ, 2021. 51 с.

42. Кобилянський О. В., Кобилянська І.М., Яблочников С.Л. Основи охорони праці. – Вінниця: Планер, 2007. 171 с.

43. ДСН «Гігієнічна класифікація праці за показниками шкідливості та

небезпечності факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу», Наказ МОЗ № 248 від 08.04.2014 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : URL: <http://zakon2.rada.gov.ua/laws/show/z0472-14>.

44. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення. [Чинний від 2019-03-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 133 с.

45. ДБН В.2.5-27-2006. Захисні заходи електробезпеки в електроустановках будинків і споруд. – К. : Мінбуд України, 2006. 154 с.

46. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. [Чинний від 2012-04-01]. Вид. офіц. Київ : Міненергобуд України, 2012. 116 с. – (Система стандартів безпеки праці).

47. ДСН 3.3.6.037-99 Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку. – [Електронний ресурс] – Режим доступу : <http://document.ua/sanitarni-normi-virobnichogo-shumu-ultrazvuku-ta-infrazvuku-nor4878.html>

48. ДСН 3.3.6.039-99. Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації. [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <http://zakon2.rada.gov.ua/rada/show/va039282-99>.

49. ДСТУ ОHSAS18002:2015. Системи управління гігієною та безпекою праці. Основні принципи виконання вимог. – К. : ГП «УкрНИУЦ», 2016. – 21 с.

50. ДСТУ Б В.1.1-36:2016 Визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпек [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <https://dbn.co.ua/load/normativy/>

51. ДСТУ Б В.2.5-82:2016. Електробезпека в будівлях і спорудах. Вимоги до захисних заходів від ураження електричним струмом. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. –109 с.

52. ГОСТ 12.1.003-83 Система стандартов безопасности труда. Шум. Общие требования безопасности [Електронний ресурс]. – Режим доступу: <https://docs.cntd.ru/document/5200291>

53. ДБН В 1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. [Чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 110 с.

Додаток А

Протокол перевірки магістерської кваліфікаційної роботи

ПРОТОКОЛ ПЕРЕВІРКИ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

Назва роботи: Ефективність використання малозаглиблених фундаментівТип роботи: кваліфікаційна робота / МКР(кваліфікаційна робота, курсовий проект (робота), реферат, аналітичний огляд, інше
(зазначити))Підрозділ кафедра БМГА, ФБТЕГП, гр. Б-20мі

(кафедра, факультет (інститут), навчальна група)

Науковий керівник: Маєвська І.В., доцент

(прізвище, ініціали, посада)

Показники звіту подібності

Plagiat.pl (StrikePlagiarism)		Unicheck	
КПІ		Оригінальність	96,8 %
КПІ			
Тривога/Білі знаки	/	Схожість	3,2 %

Аналіз звіту подібності (відмітити потрібне)

- Запозичення, виявлені у роботі, оформлені коректно і не містять ознак плагіату.
- Виявлені у роботі запозичення не мають ознак плагіату, але їх надмірна кількість викликає сумніви щодо цінності роботи і відсутності самостійності її автора. Роботу направити на доопрацювання.
- Виявлені у роботі запозичення є недобросовісними і мають ознаки плагіату та/або в ній містяться навмисні спотворення тексту, що вказують на спроби приховування недобросовісних запозичень.

Заявляю, що ознайомлений (-на) з повним звітом подібності, який був згенерований Системою щодо роботи (додається)

Автор



Фурман А.С.

(прізвище, ініціали)

Опис прийнятого рішення

допустити до захисту МКР

Допустити до захисту МКР

Особа, відповідальна за перевірку



Блашук Н.В.

(прізвище, ініціали)

Експерт

(за потреби)

(підпис)

(прізвище, ініціали, посада)

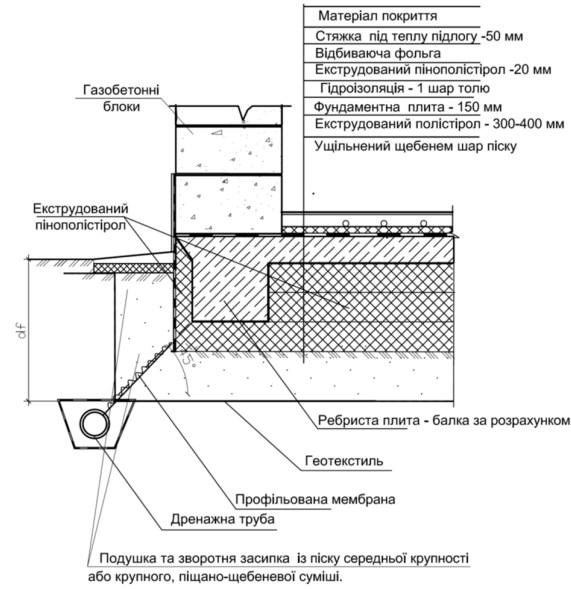
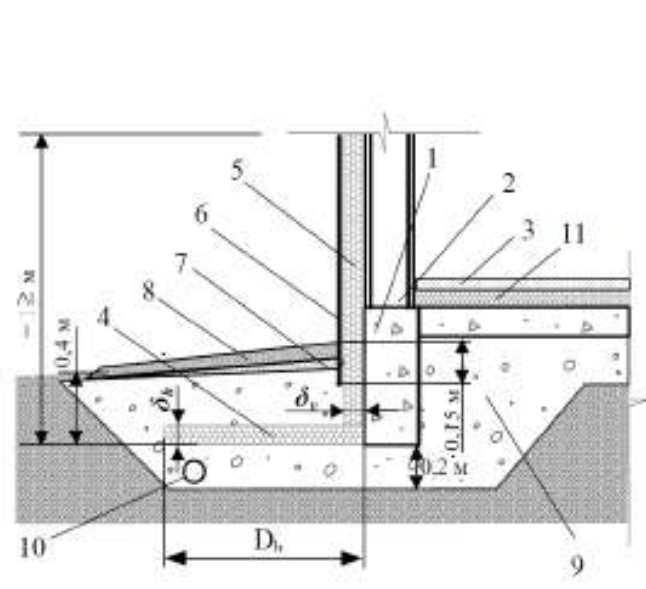
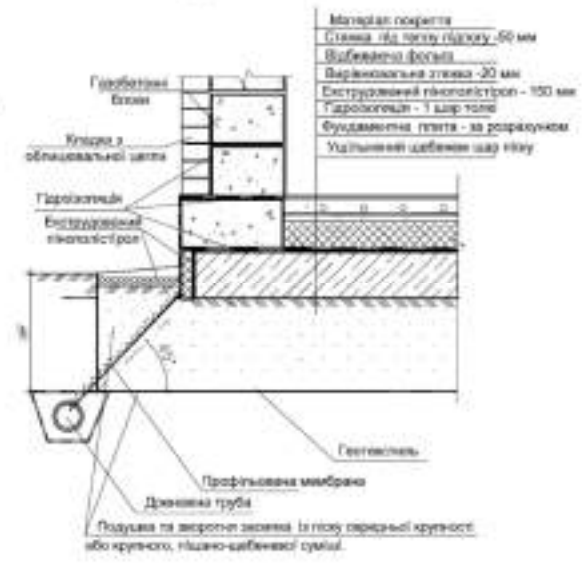
Магістерська кваліфікаційна робота Фурмана А. С. на тему:
«Ефективність використання малозаглиблених фундаментів»

Мета дослідження. Метою роботи є дослідження надійності роботи малозаглиблених фундаментів і пошук найбільш ефективного вирішення проблеми морозного здимання.

Задачі дослідження:

- виконання огляду конструктивних рішень малозаглиблених фундаментів і шляхів забезпечення надійності їх роботи;
 - планування фізичного експерименту з моделювання фундаменту з різною глибиною закладання;
 - проведення та аналіз результатів фізичного експерименту;
 - опанування програмного комплексу Ліра, який базується на використанні чисельного методу скінчених елементів;
 - побудова розрахункової моделі каркасної споруди з фундаментами мілкового закладання на піддатливій основі з урахуванням глибини закладання;
 - планування чисельного експерименту з визначення впливу глибини закладання на роботу фундаменту у ґрунтах різних видів;
 - чисельне моделювання роботи системи основа-фундамент-споруда з фундаментами з різною глибиною закладання у ґрунтах різних видів;
 - аналіз одержаних результатів, виявлення найбільш впливових чинників на перерозподіл зусиль між фундаментом та ґрунтовою основою;
- техніко-економічне порівняння традиційних фундаментів з малозаглибленими фундаментами різного конструктивного рішення.

Варіанти боротьби з проблемою можливості морозного здимання для малозаглиблених фундаментів



Програма модельного експериментального дослідження

Розміри підшви моделі фундаменту, мм	Глибина закладання моделі фундаменту
230×245	0,1b
230×245	0,5b
230×245	1,0b
200×200	0
200×200	1,0b
235×450	0
235×450	1,0b

3

Моделі стовпчастого і стрічкового фундаментів перед випробуванням



Підготовка котловану і розміщення моделі фундаменту у ґрунті при глибині закладання 0,5 в



4

Підготовка котловану і розміщення моделі фундаменту у ґрунті при глибині закладання 1,0 в

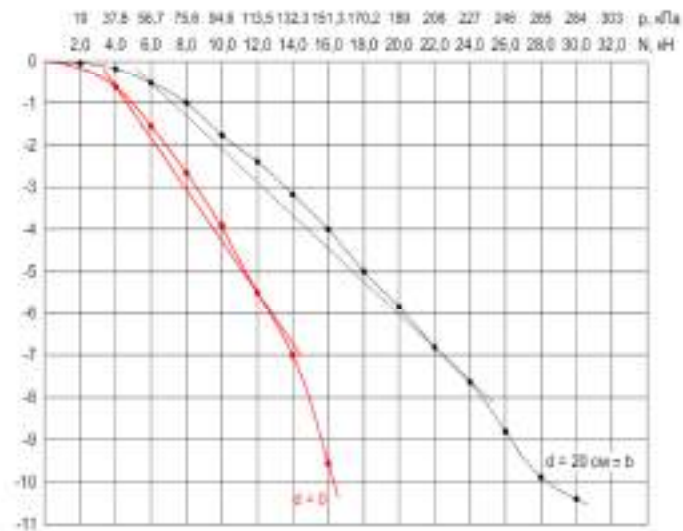
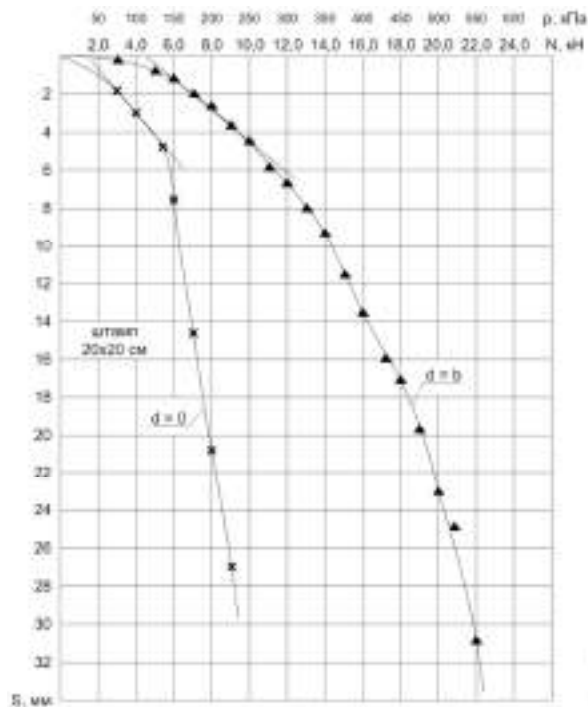
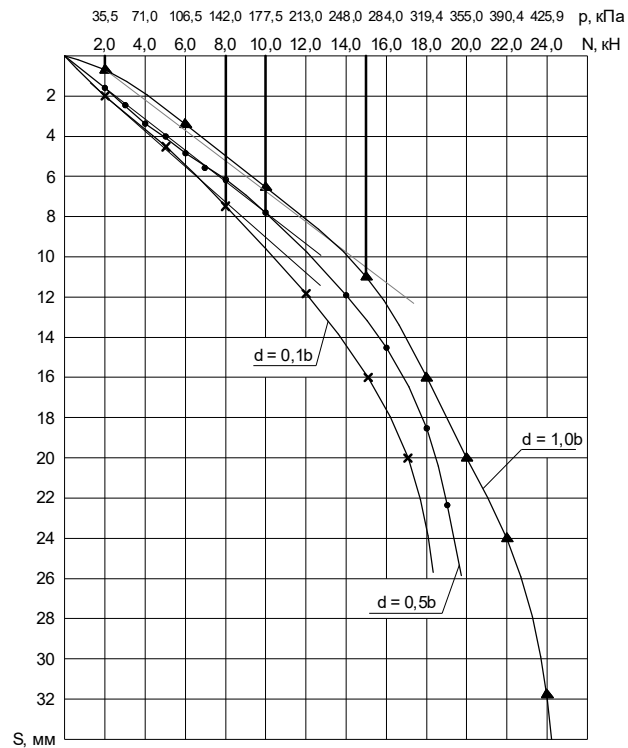


Графіки осідання– навантаження з різною глибиною закладання

Для штампу 230×245 мм

Для штампу 200×200 мм

Для стрічкового
фундаменту



Результати визначення розрахункового опору та несучої здатності моделей

Фундамент	Глибина закладання	Розрахунковий опір, R, кПа	Несуча здатність, N _н , кН
з розмірами підшви 230×245 мм	0,1b	142	300
	0,5b	177	350
	1,0b	260	420
з розмірами підшви 200×200 мм	0	130	250
	1,0b	260	600
стрічковий фундамент	0	130	
	1,0b	230	

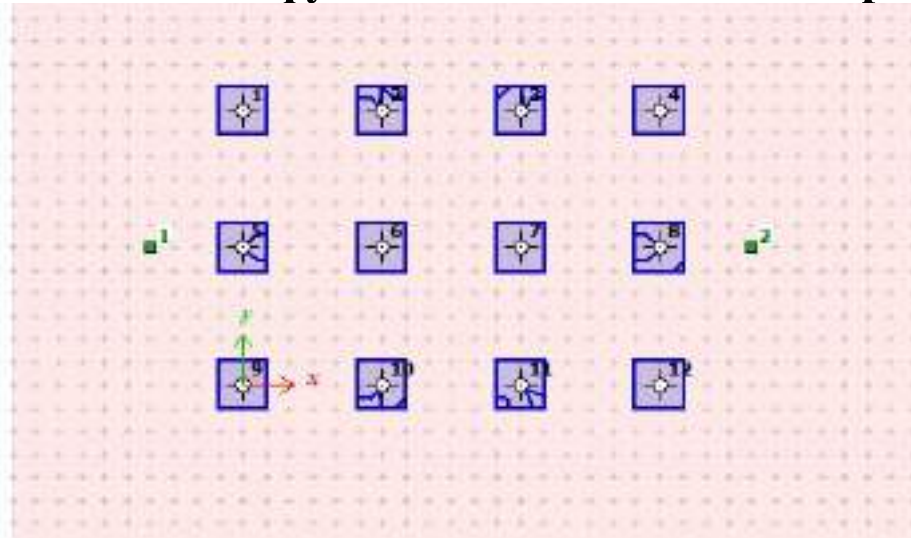
Розрахунковий опір та граничне навантаження на фундамент у піщаному ґрунті при розрахунках за формулами норм

Розміри підшви фундамента, м	Глибина закладання, d, м	Розрахунковий опір ґрунту основи, R, кПа	Граничний тиск на ґрунт. p _н , кПа
2,7x2,7	0,5	182	927
	1,5	339	1755
	3,0	575	2997
2,1x2,1	0,5	162	822
	1,1	253	1319
	2,1	413	2147

Програма проведення математичного моделювання роботи каркасної будівлі на піддатливій основі при різній глибині закладання фундаментів

Вид ґрунтової основи	Розміри підшви фундаментів, bхl, м	Глибина закладання фундаментів, d, м
Пісок дрібний, E=20МПа	2,1х2,1	0,5
		1,5
		3,5
	2,7х2,7	0,5
		1,5
		3,5
Суглинок м'якопластичний, E=14 МПа	2,5х2,5	0,5
		1,5
		3,5
	2,7х2,7	0,5
		1,5
		3,5

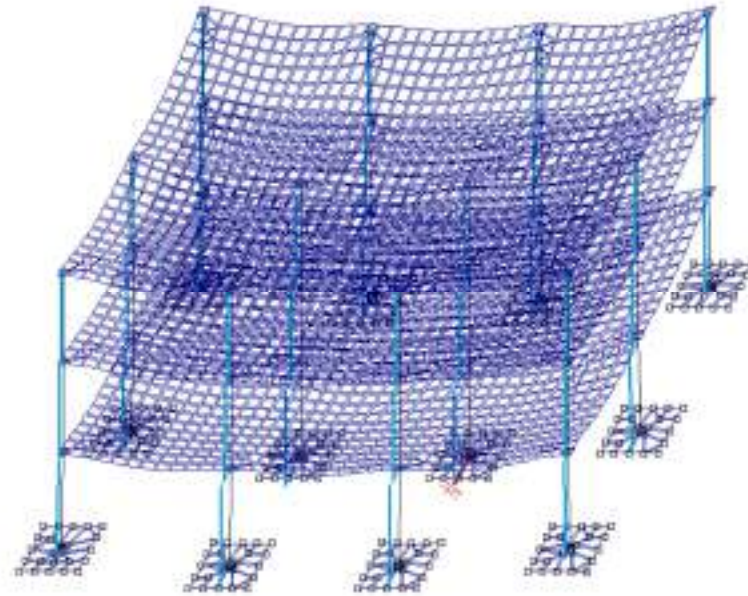
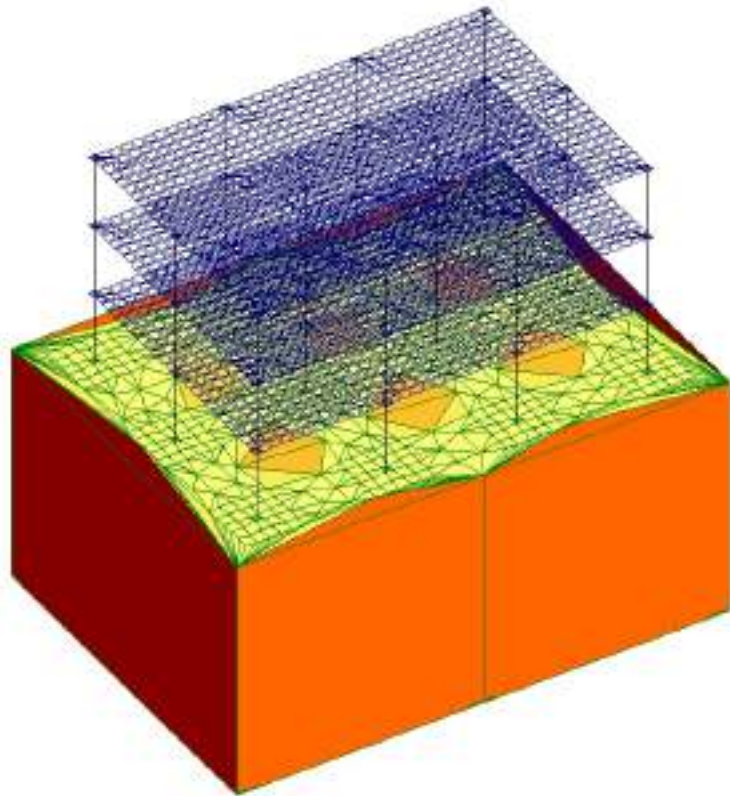
Розміщення стовпчастих фундаментів під колони при моделюванні



Для аналізу обрані два види ґрунту:

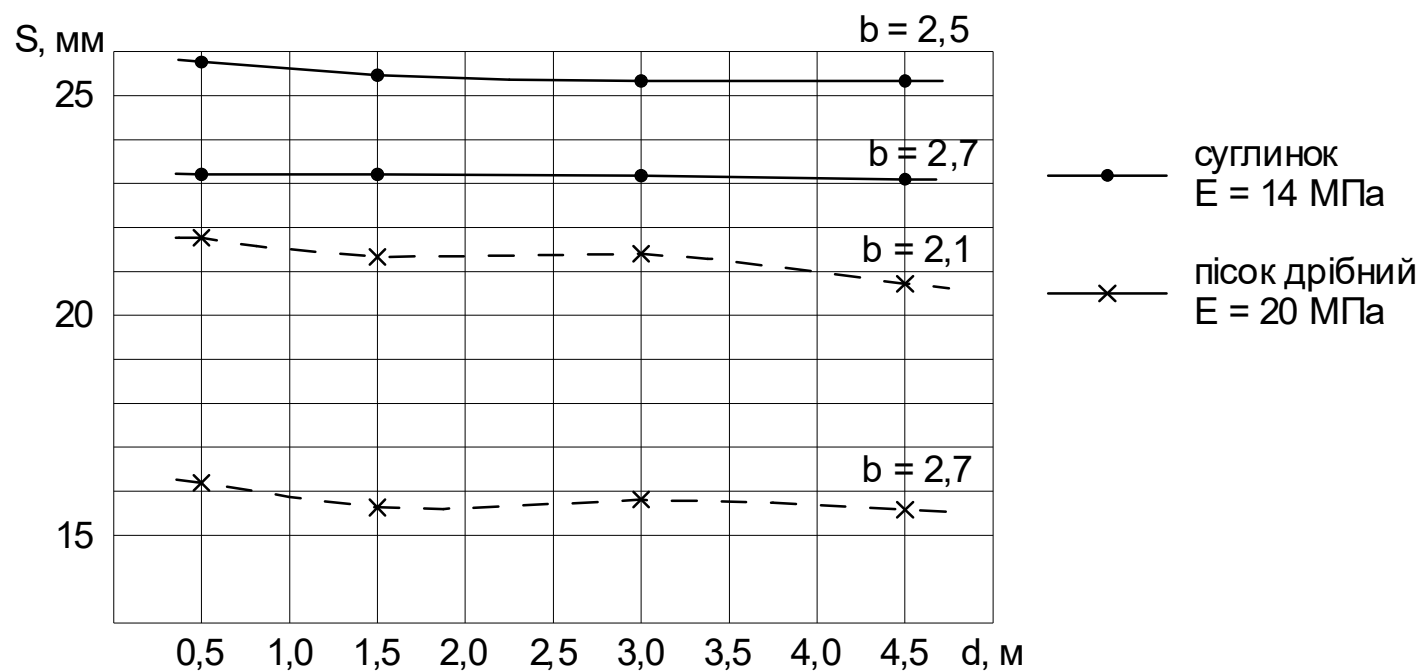
1. Пісок дрібний середньої щільності з характеристиками: $\gamma = 18,9 \text{ кН/м}^3$, $w=0,2$; $S_r = 0,78$; $e = 0,68$, $c = 1 \text{ кПа}$, $\varphi = 30^\circ$, $E = 20 \text{ МПа}$.
2. Суглинок м'якопластичний з характеристиками: $\gamma = 17,5 \text{ кН/м}^3$, $w=0,17$; $S_r = 0,58$; $I_L = 0,56$; $e = 0,78$, $c = 20 \text{ кПа}$, $\varphi = 19^\circ$, $E = 14 \text{ МПа}$.

Схема просторової моделі каркасної будівлі на піддатливій основі та деформована схема каркасу будівлі

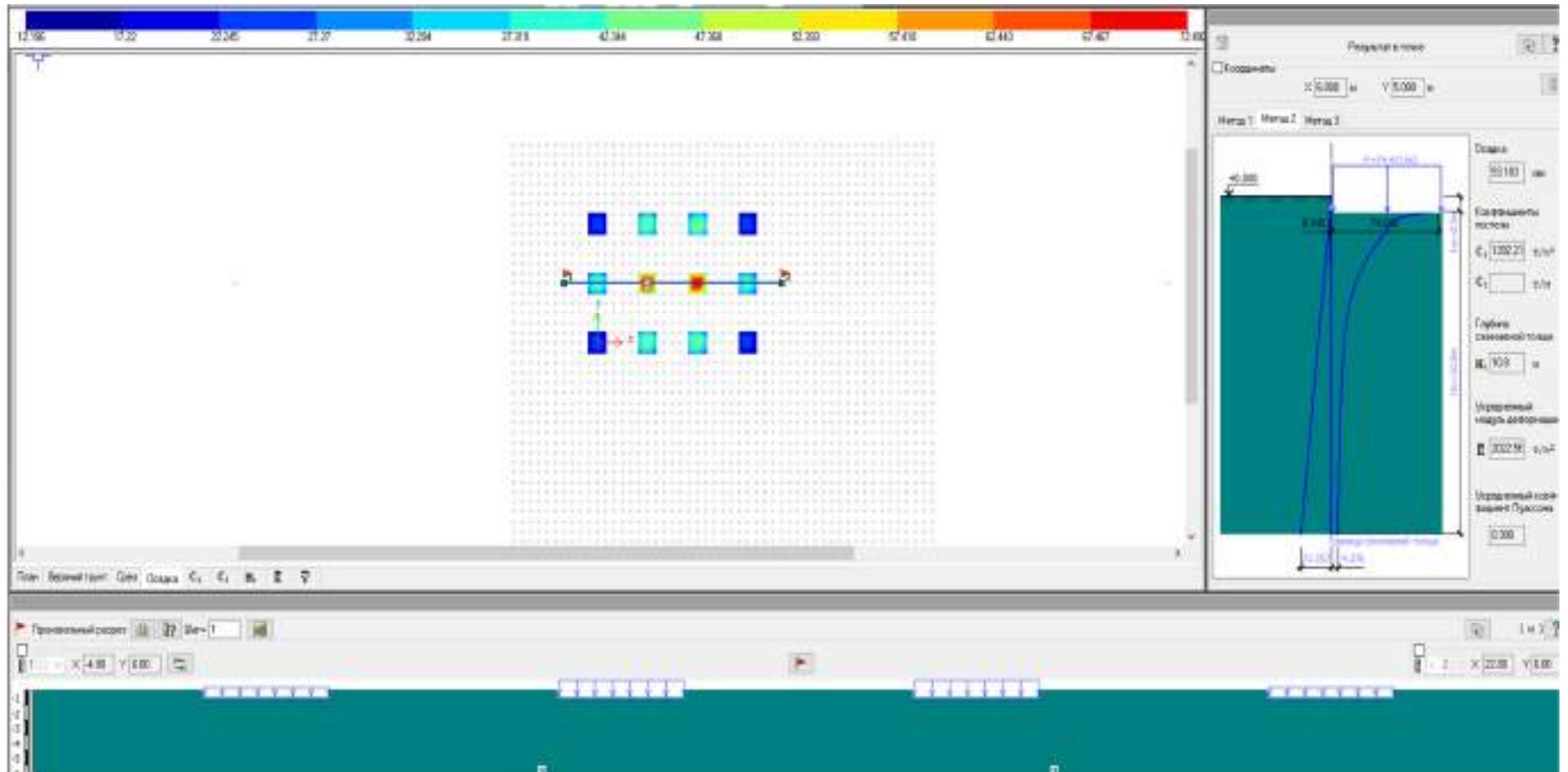


Залежність осідання фундаменту від глибини закладання і розмірів підшови за формулами норм

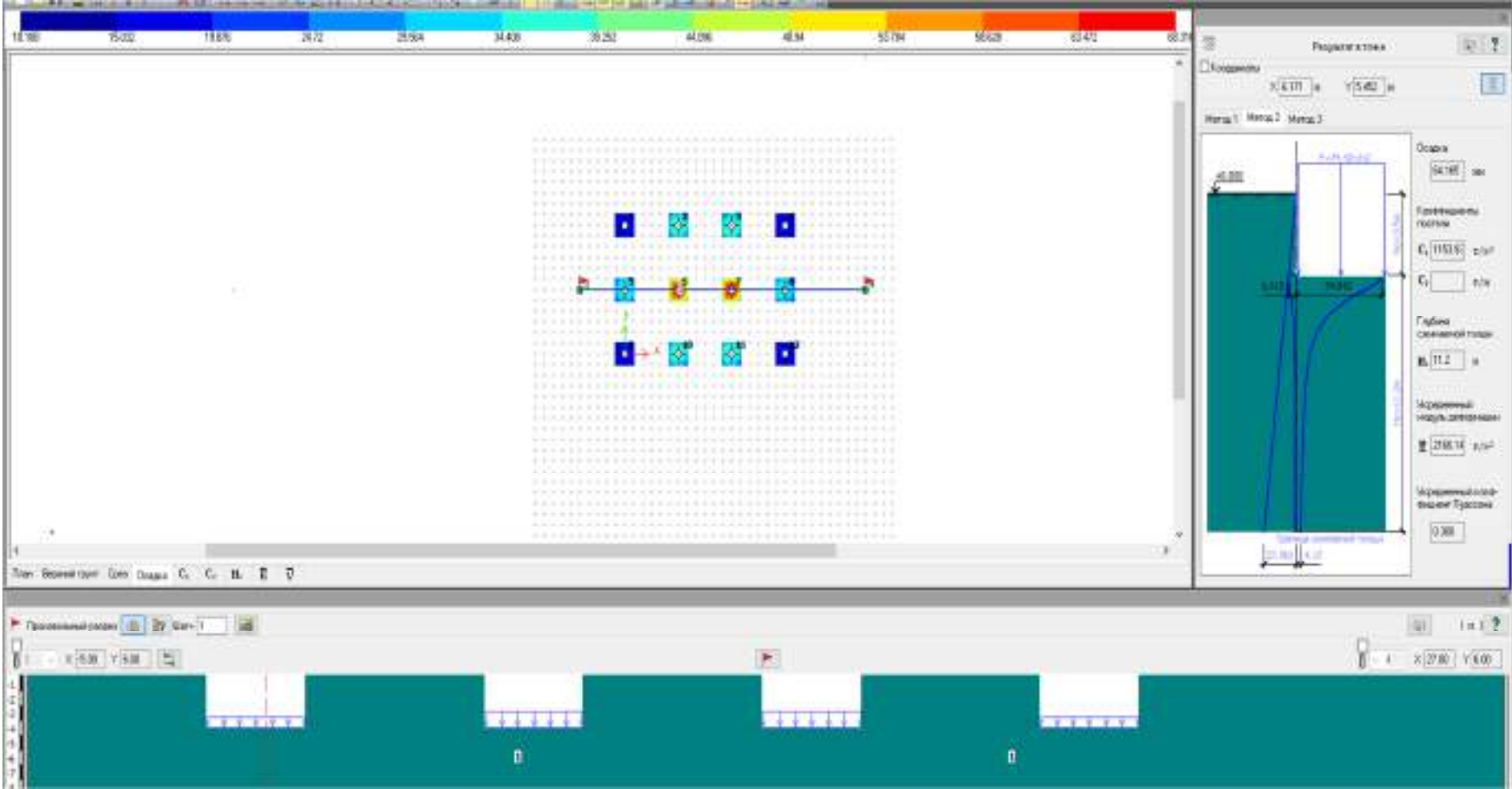
10



Епюри напружень у піщаному ґрунті при глибині закладання фундаментів 0,5 м



Епюри напружень у піщаному ґрунті при глибині закладання фундаментів 3,5 м



**Перерозподіл зусиль в колонах першого поверху при зміні розмірів
підшви фундаментів і глибини закладання**

Вид грунтової основи	Розміри підшви фундаментів, bхl, м	Глибина закладання фундаментів, d, м	Зусилля в середніх колонах, кН	Зусилля в кутових колонах, кН	Зусилля в крайових колонах, кН
Пісок дрібний, E=20МПа	2,1х2,1	0,5	3190	1030	2040
		1,5	3170	1040	2040
		3,5	3160	1040	2040
	2,7х2,7	0,5	3410	970	1980
		1,5	3250	1010	2030
		3,5	3410	972	1990
Суглинок м'якоплас тичний, E=14 МПа	2,5х2,5	0,5	2930	1160	2060
		1,5	2930	1160	2060
		3,5	3130	1070	2050
	2,7х2,7	0,5	3250	1020	2030
		1,5	3250	1020	2030
		3,5	3250	1020	2030

Висновки

За результатами фізичного моделювання

1. Збільшення глибини закладання з 0 до 1,0b призводить до покращення роботи фундаменту мілкого закладання. Зокрема зменшення осідання на величину до 100%, подвійного зростання розрахункового опору ґрунту основи та граничного тиску на ґрунт.

2. При зменшенні глибини закладання при сталих навантаженнях потрібно збільшувати розміри підшови фундаменту, що призводить до зменшення тиску під підшовою і, як наслідок, зменшення осідання. З точки зору витрат на фундаменти, збільшення розмірів підшови може бути компенсоване зменшенням висоти підколоника і значним зменшенням обсягів земляних робіт.

За результатами математичного моделювання

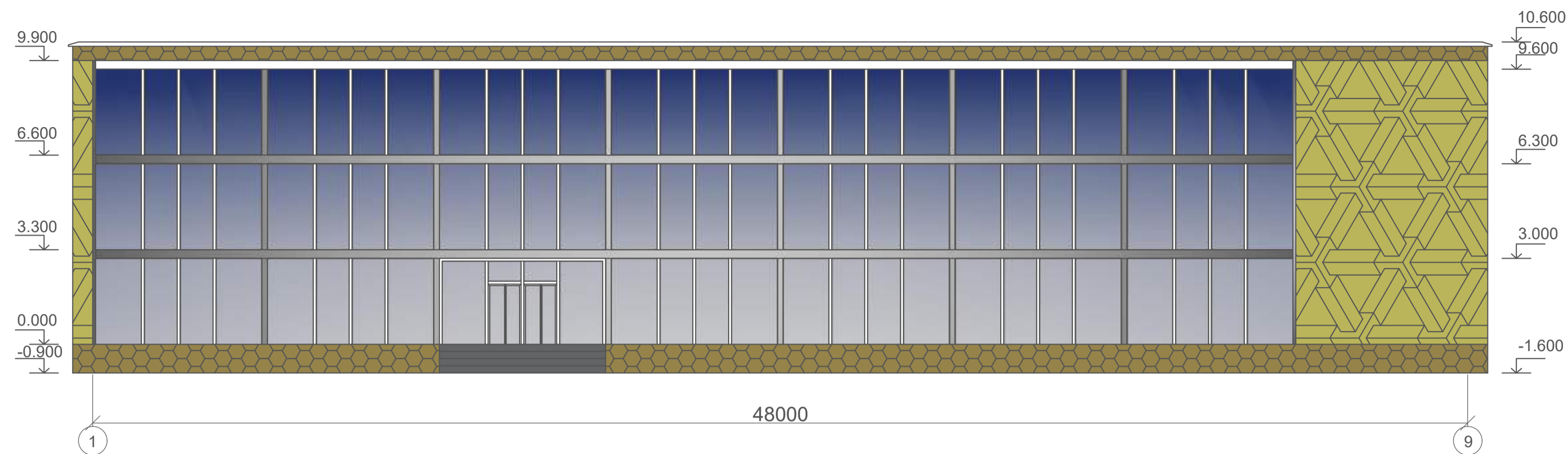
1. Величина осідання зменшується при збільшенні розмірів підшови і практично не змінюється при заглибленні фундаментів сталих розмірів. Внаслідок перерозподілу зусиль у колонах за рахунок жорсткості каркасу середні колони дають значно більше осідання, ніж кутові і крайові;

2. Ступінь перерозподілу зусиль між колонами першого поверху, що передають навантаження на фундаменти, залежить від піддатливості основи, а не від глибини закладання фундаментів. Оскільки при призначенні більших розмірів підшови при меншій глибині закладання зменшується осідання основи, тобто збільшується її жорсткість, то це призводить до меншої розподільчої здатності каркасу (більша концентрація зусиль у середніх колонах);

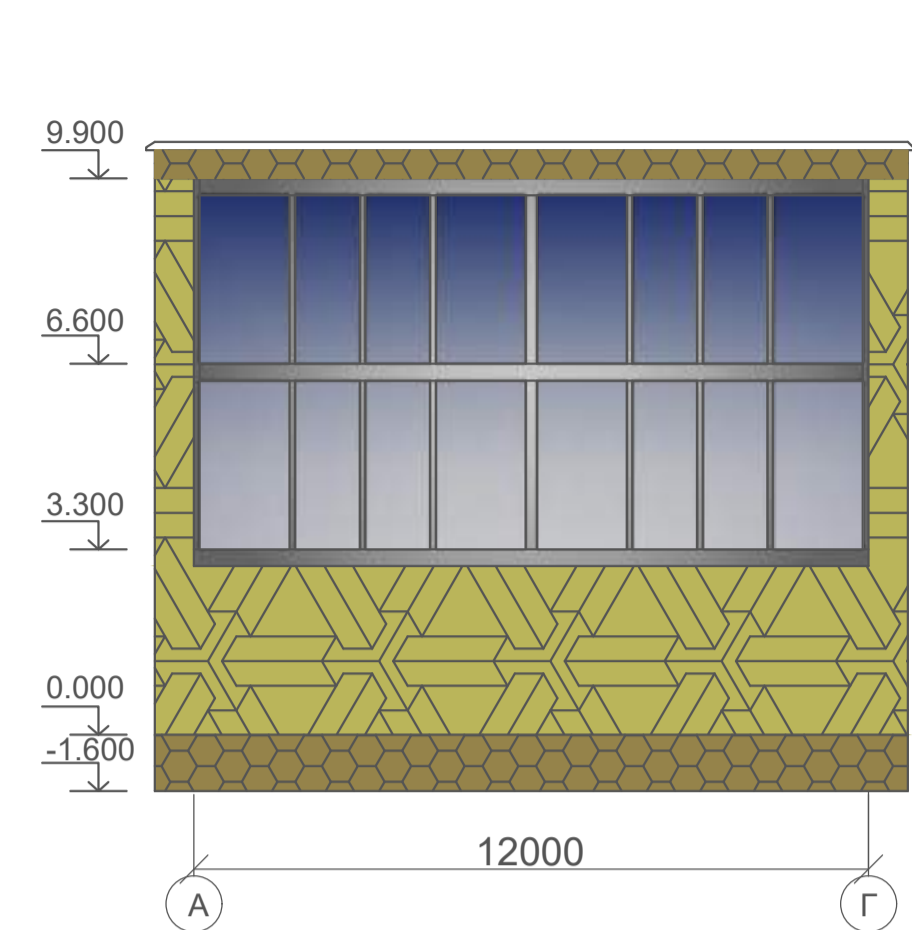
3. Оскільки збільшення модуля деформації ґрунтової основи призводить до збільшення її жорсткості, то це призводить до меншої розподільчої здатності каркасу.

4. Перехід від стандартної до малої глибини закладання фундаменту для малоповерхової забудови не призводить до значної зміни напружено-деформованого стану системи основа-фундамент-споруда і знаходиться у тому ж діапазоні, що пов'язаний із зміною середнього модуля деформації основи. Отже, перехід до використання малозаглиблених фундаментів не чинить небезпеки втрати стійкості основи, або виникнення значних додаткових напружень у надфундаментних конструкціях.

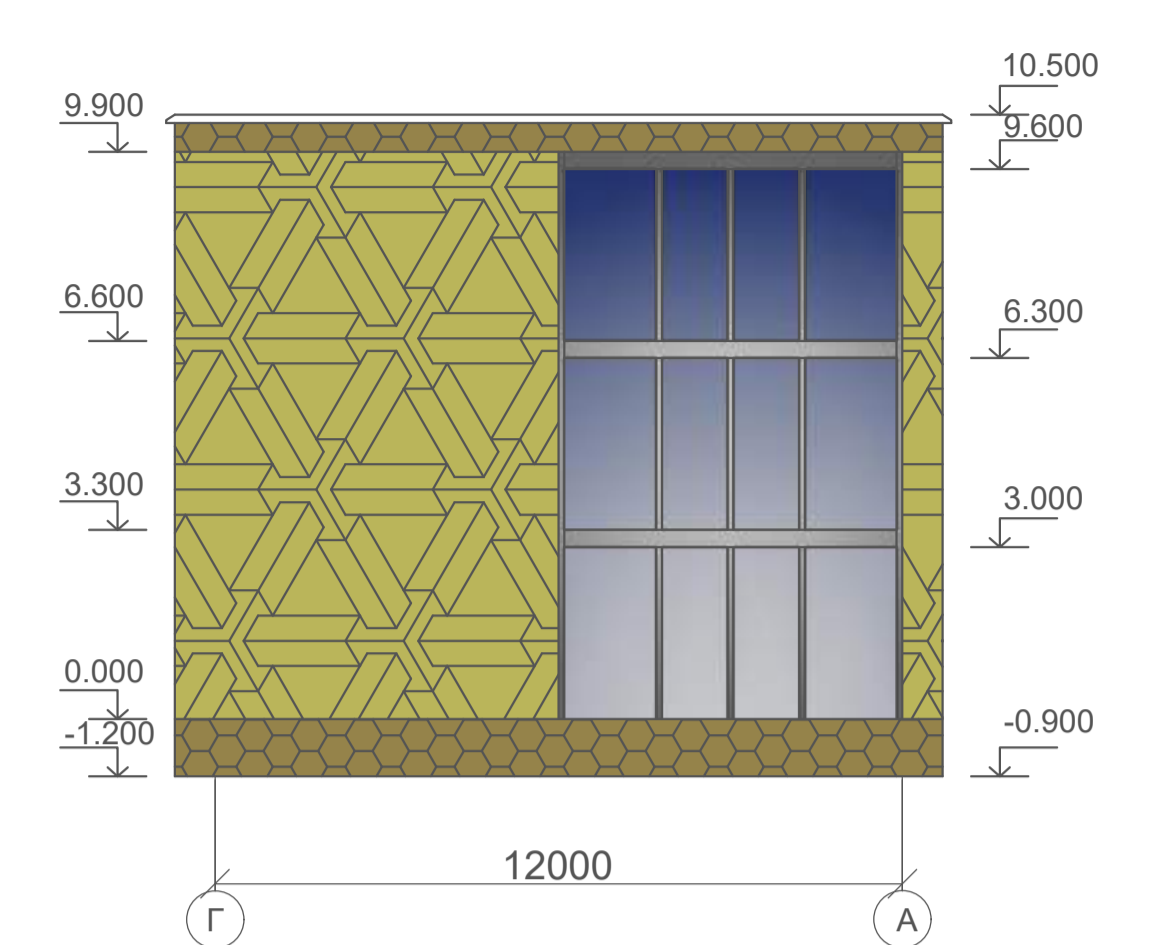
ФАСАД 1-9



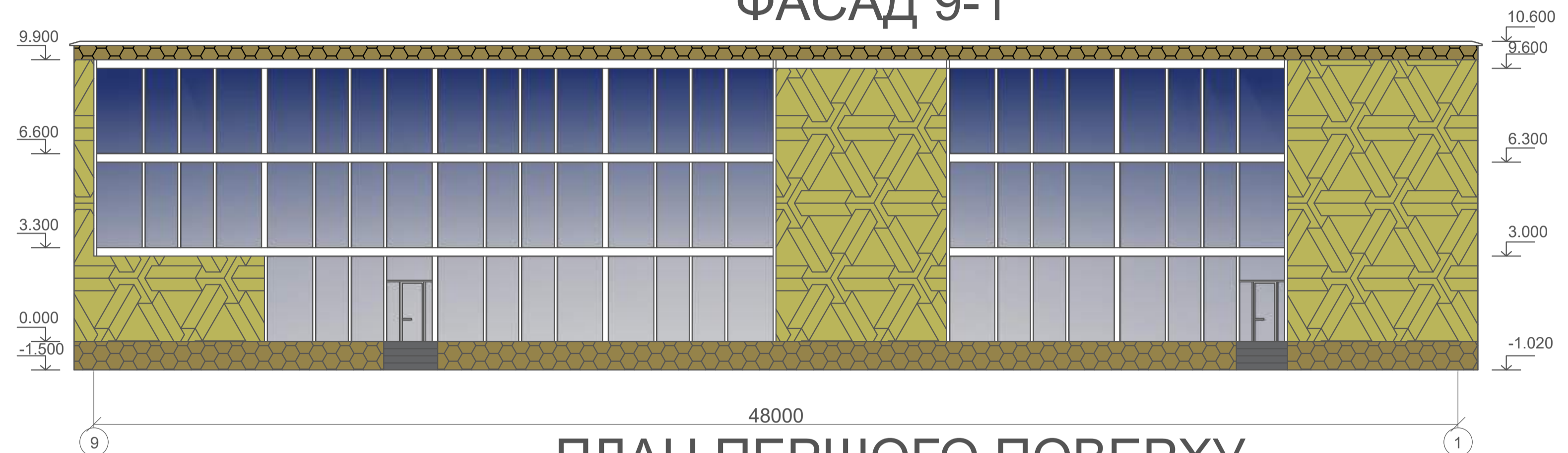
ФАСАД А-Г



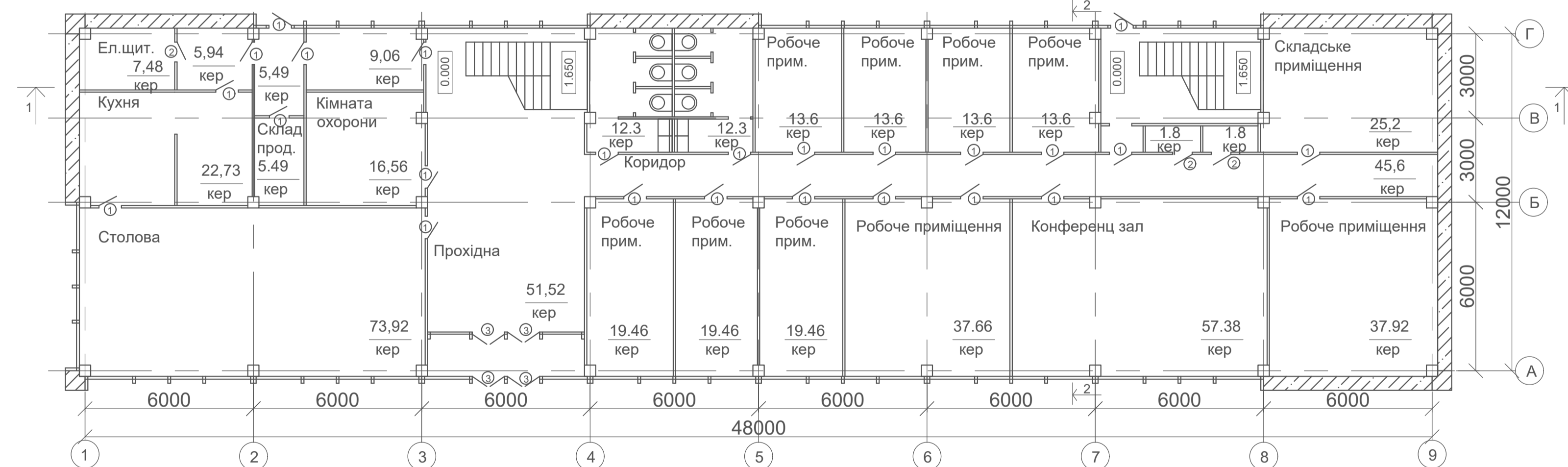
ФАСАД Г-А



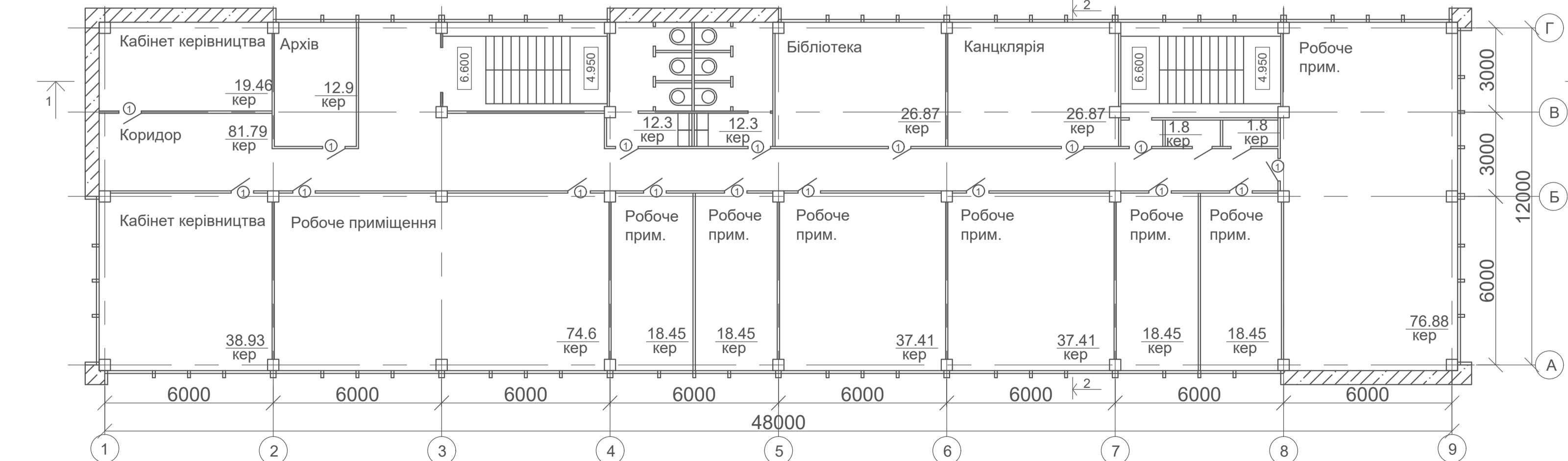
ФАСАД 9-1



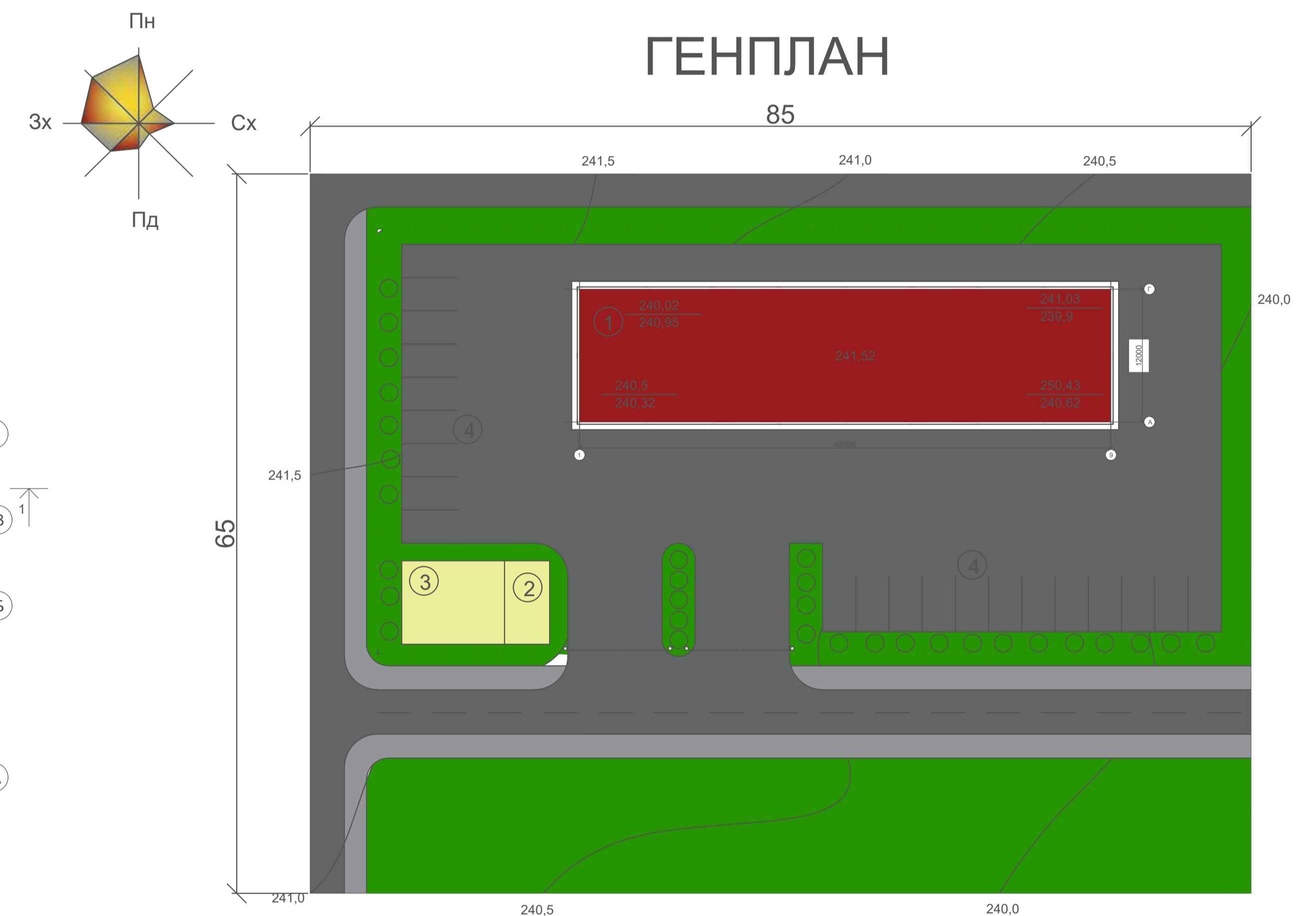
ПЛАН ПЕРШОГО ПОВЕРХУ



ПЛАН ТРЕТЬОГО ПОВЕРХУ



ГЕНПЛАН

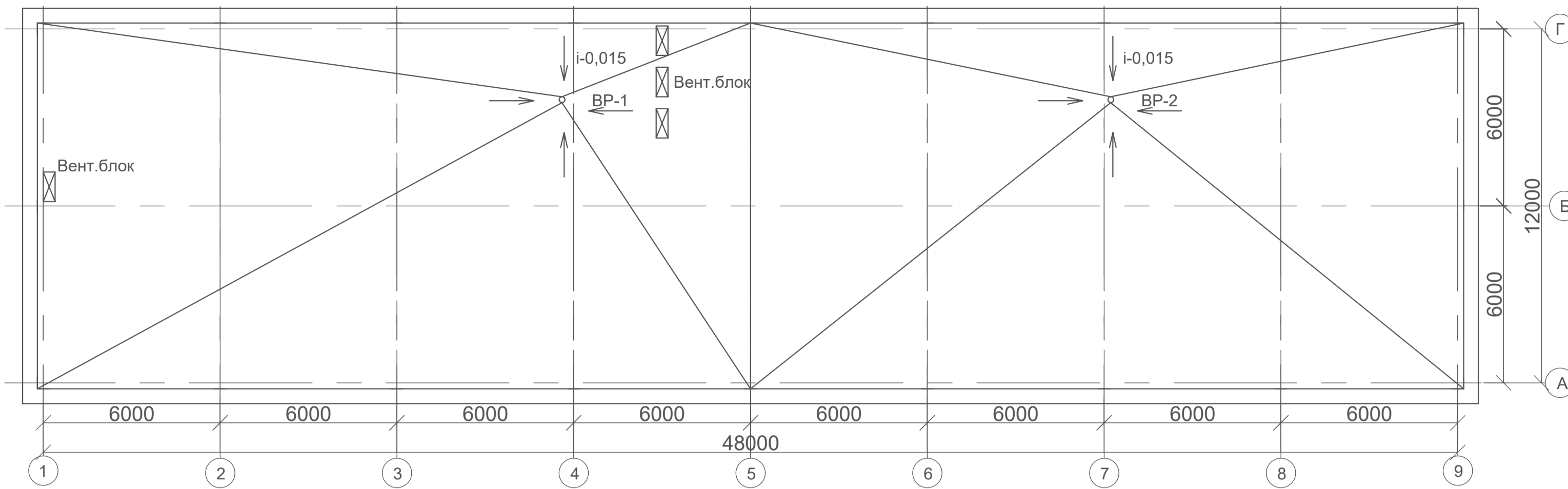


ЕКСПЛІКАЦІЯ ДО ГЕНПЛАНУ

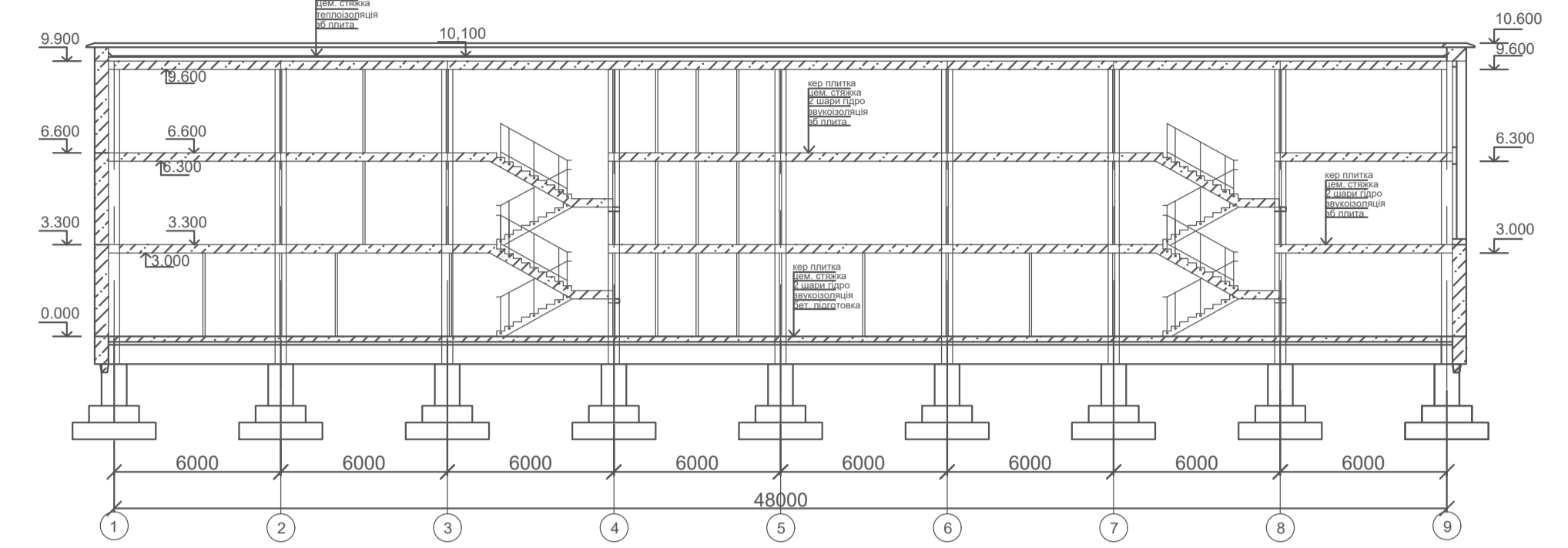
№	Назва	Площа	Примітки
1	Проектована будівля	576	Пр
2	Пункт пропуску	30	Пр
3	Тех. приміщення	71,25	Пр
4	Парковка	315	Пр

08-08.МКР.013-АБ						Триповерхова універсальна адміністративна будівля місті Вінниці			
Зм	Кільк	Лист	Док	Підпис	Дата	Ефективність використання малозаглиблених фундаментів	Стадія	Аркуш	Аркушів
Розробив	Фурман А.С					Фасад 1-9, фасад 9-1, фасад А-Г, фасад Г-А план першого поверху, план другого поверху, план третього поверху, генплан, експлікація до генплану	П	1	
Перевірив	Мавська І.В								
Н.контроль	Мавська І.В								
ОпONENT									
Затвердив	Швець В.В.								ВНТУ гр. Б-20 м

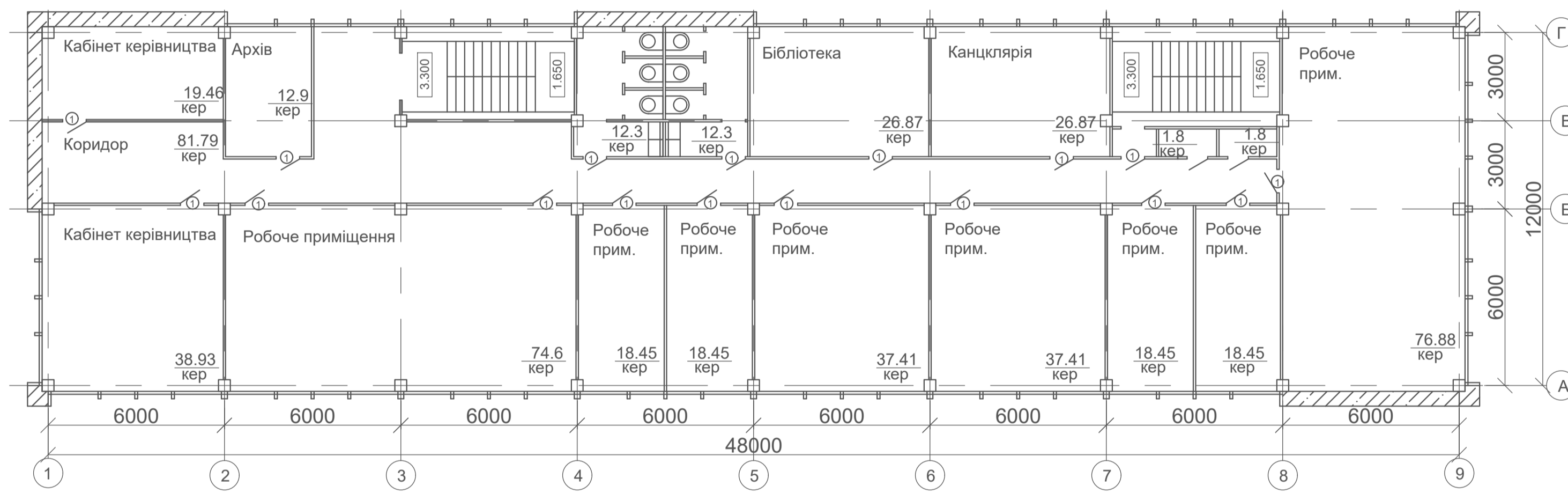
ПЛАН ПОКРІВЛІ



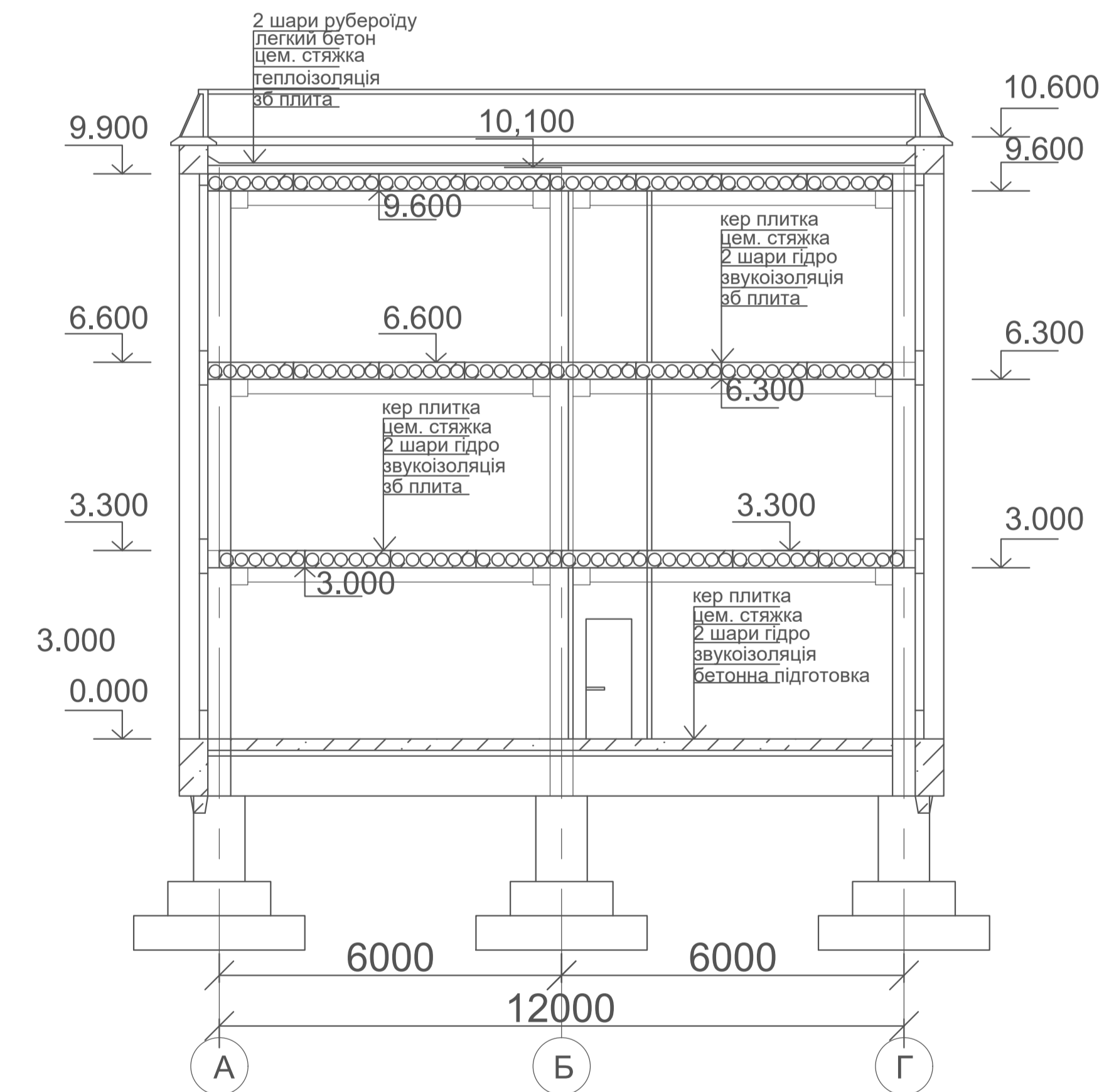
РОЗРІЗ 1-1



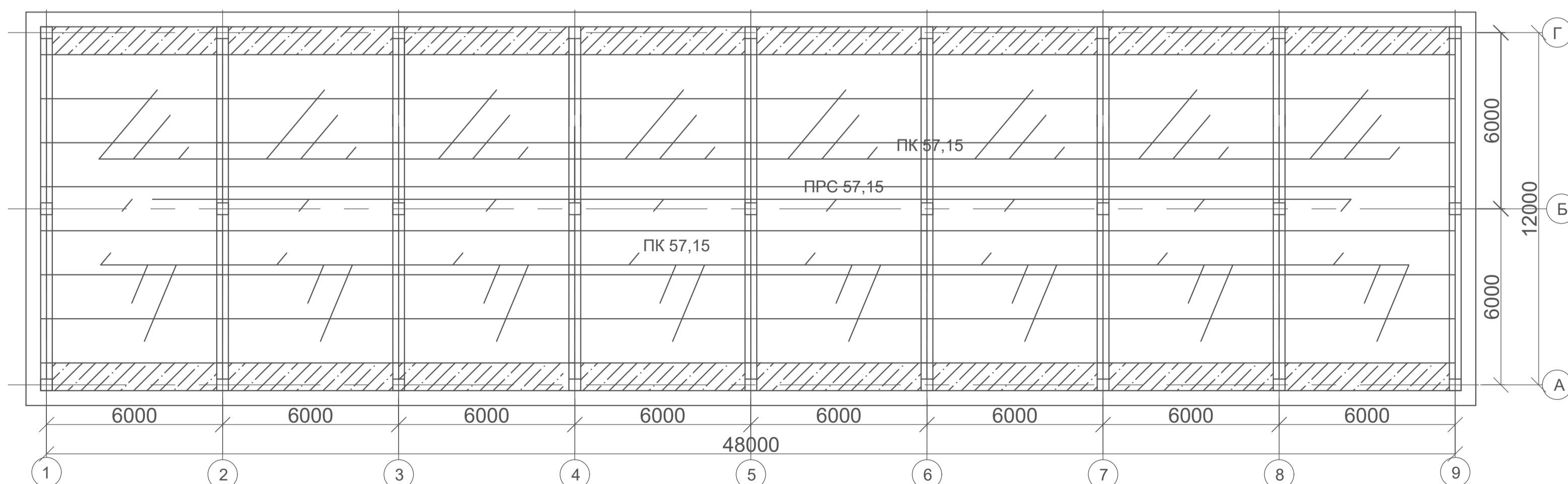
ПЛАН ДРУГОГО ПОВЕРХУ



РОЗРІЗ 2-2

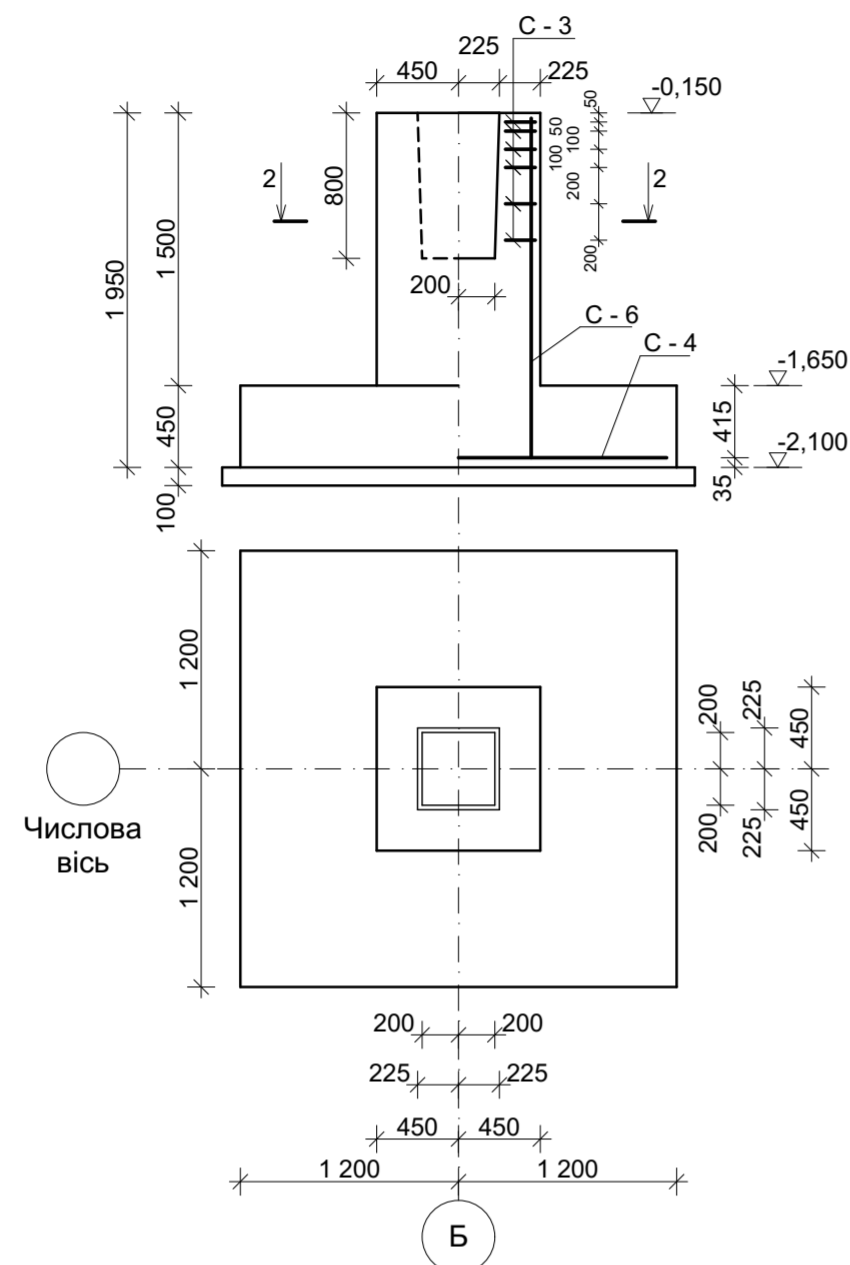


ПЛАН ПОКРИТТЯ

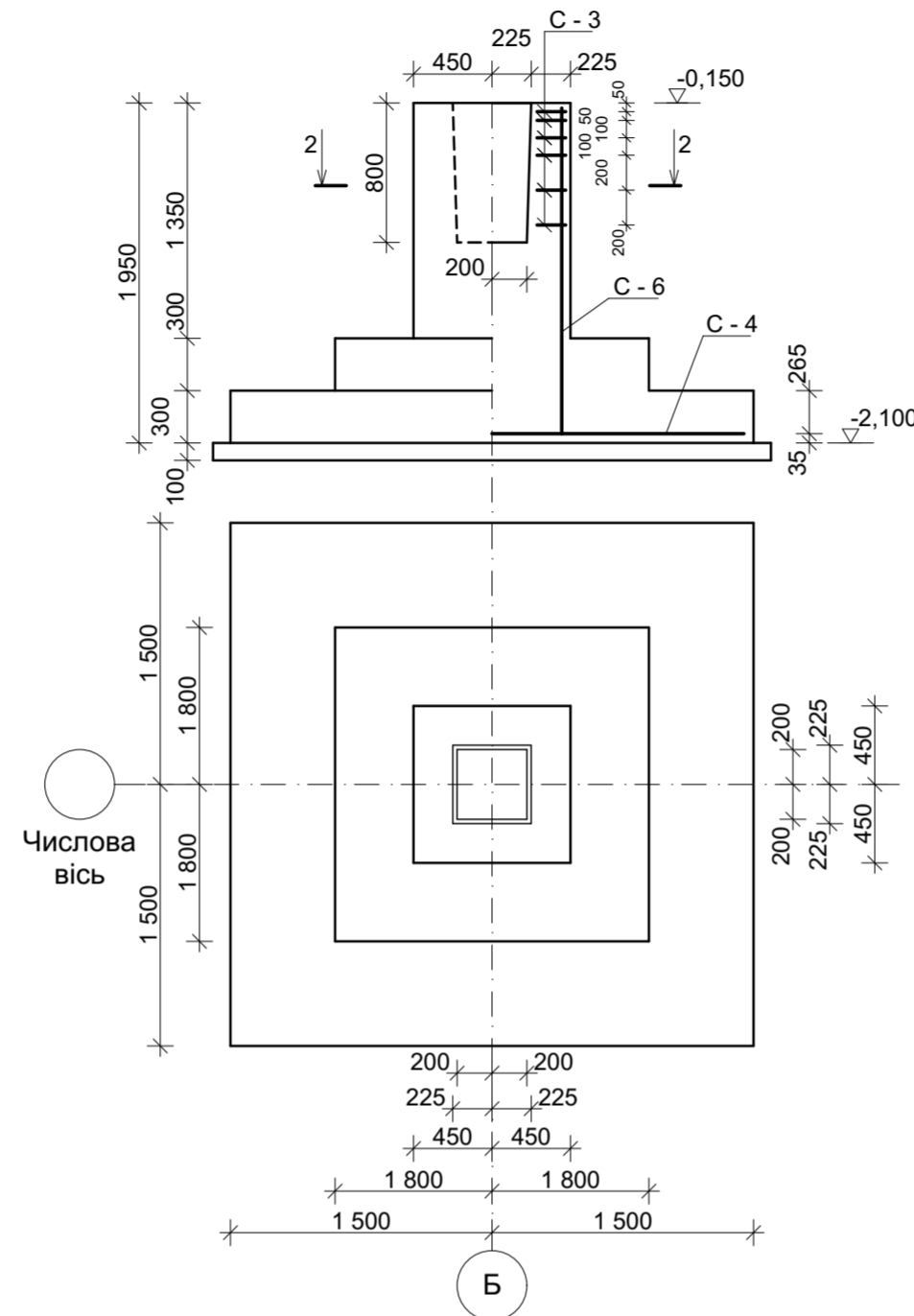


						08-08.БДР.027-АБ				
						Триповерхова універсальна адміністративна будівля місті Вінниці				
Зм	Кільк	Лист	Док	Підпис	Дата	Ефективність використання малогазліблених фундаментів		Стадія	Аркуш	Аркушів
Розробив	Фурман А.С							П	2	
Перевірив	Маєвська І.В									
Н.контроль	Маєвська І.В									
ОпONENT						План покриття, план перекриття, план покрівлі, розріз 1-1, розріз 2-2				
Затвердив	Швець В.В.									ВНТУ гр. Б-20 м

Ф - 2 в малозаглибленому варіанті



Ф - 1 в малозаглибленому варіанті



Відомість витрати сталі

Марка елемента	Вироби арматурні					Всього
	Арматура класу А 400 С			Арматура класу А 240 С		
	ДСТУ 3760:2006			ДСТУ 3760:2006		
	Ø10	Ø12	Всього	Ø8	Всього	
Ф - 1 в малозаглибленому варіанті	-	100,4	100,4	22,4	22,4	122,8
Ф - 2 в малозаглибленому варіанті	37,7	27,04	64,74	22,4	22,4	87,14

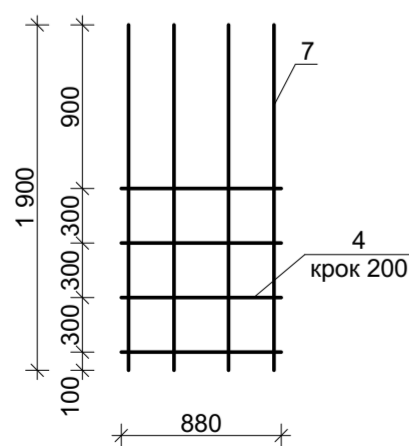
Специфікація на арматурні сітки

Марка виробу	Поз. дет.	Найменування	Кіл.	Маса од. кг.	Маса виробу. кг.
С - 5	1	Ø12 А 400 С l = 2 950	28	2,62	73,36
С - 6	7	Ø12 А 400 С l = 1 900	4	1,69	8,16
	4	Ø8 А 240 С l = 880	4	0,35	

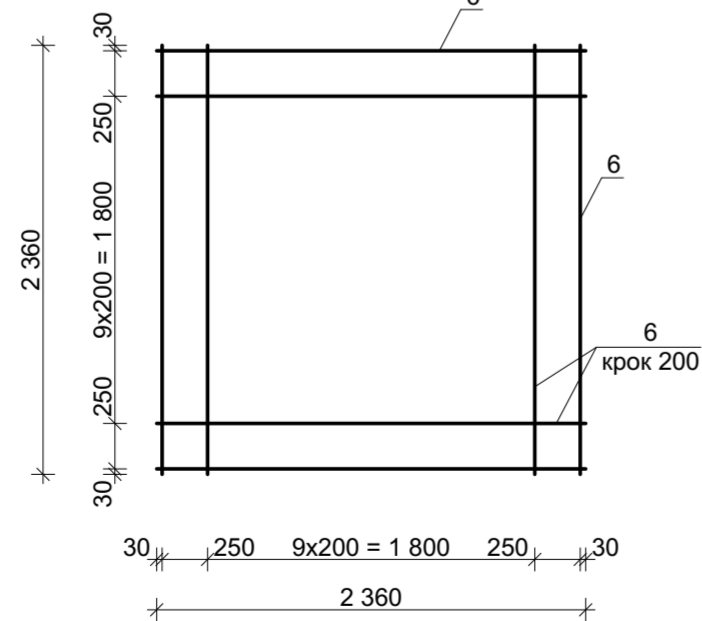
Специфікація матеріалів

Марка поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од, кг	Примітки
Фундамент Ф - 1 в малозаглибленому варіанті					
Складальні одиниці					
С - 5		Сітка С - 5	1	73,36	73,36
С - 6		Сітка С - 6	4	8,16	32,64
С - 3		Сітка С - 3	6	2,8	16,8
Матеріали					
		Бетон С 12/15			4,516 м3
Фундамент Ф - 2 в малозаглибленому варіанті					
Складальні одиниці					
С - 1		Сітка С - 1	1	62,84	62,84
С - 4		Сітка С - 4	4	37,7	150,8
С - 6		Сітка С - 6	6	8,16	48,96
Матеріали					
		Бетон С 12/15			3,554 м3

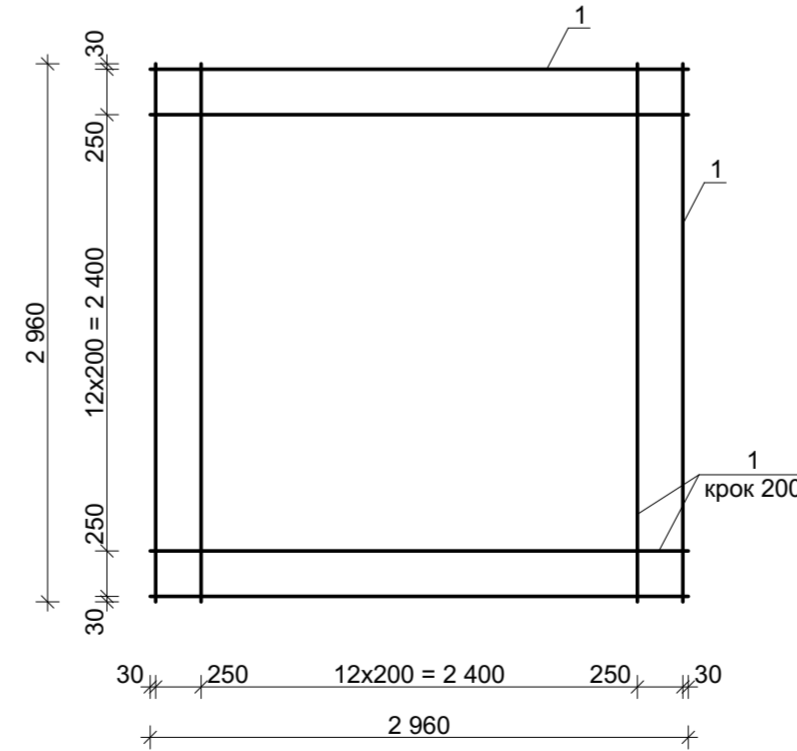
С - 6



С - 4



С - 5



Зам. №, № ор.
Підпис і дата

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	08-08.МКР.013 - КБ		
Розробив Фурман А.С. Перевірив Масвська І.В. Керівник Маєвська І.В. Норм. контроль Масвська І.В. Опонент Затвердив Швець В.В.						Триповерхова універсальна адміністративна будівля в місті Вінниці		
Робочі креслення фундаменту Ф - 1 в малозаглибленому варіанті, сітки С - 4..С - 6 специфікації						Стадія	Аркуш	Аркушів
						П		
						ВНТУ, гр. Б-20 м		

ВДГУК

керівника магістерської кваліфікаційної роботи

студента (ки) Фурмана Андрія Сергійовича

(прізвище, ім'я та по батькові)

на тему: Ефективність використання малозаглиблених фундаментів

Останніми роками на ринку підприємств будівельних робіт збільшилась кількість пропозицій з улаштування фундаментів з глибиною закладання менше глибини сезонного промерзання. Це дозволяє зменшити витрати на нульовий цикл за рахунок зменшення об'ємів матеріалів та земляних робіт. Такі пропозиції стосуються малоповерхових будівель без підвалів.

Оскільки таких об'єктів зводиться велика кількість, то дослідження їх роботи і забезпечення надійності є актуальним питанням. Особливо це стосується забезпечення міцності ґрунтової основи при незначній глибині закладання.

Робота відповідає виданому завданню і вимогам до магістерських кваліфікаційних робіт.

Робота є навчальною, але відповідає сучасним потребам проєктної та будівельної практики.

Магістерська робота містить розділи, присвячені фізичному моделюванню на маломасштабних моделях роботи фундаментів мілкою закладання з різною глибиною, та математичному моделюванню за допомогою програмного комплексу Ліра. При математичному моделюванні перевірявся вплив глибини закладання фундаментів на розподіл зусиль між елементами надфундаментних конструкцій, варіювались також ґрунтові умови. Студент виконав аналіз літературних джерел, показавши при цьому ерудицію та знання фахової літератури.

Студентом самостійно виконане планування експериментальних досліджень відповідно до поставлених задач. В процесі роботи набуті навички проведення фізичного моделювання та роботи у програмному комплексі Ліра з побудовою просторових моделей на піддатливій основі.

Під час роботи студент показав достатній рівень фахових знань, здатність до прийняття самостійних наукових та інженерних рішень, володіння сучасними програмними комплексами та інформаційними технологіями.

За матеріалами досліджень була зроблена доповідь на міжнародній науково-технічній конференції «Енергоефективність в галузях економіки України-2021», проведеної 23-25 листопада 2021 р. у ВНТУ, і за результатами доповіді опубліковані тези.

Студент дотримувався календарного плану, виконав великий обсяг роботи, показав відповідний рівень підготовки.

По роботі слід відзначити такі недоліки:

1. Не проаналізована різниця у впливі глибини закладання на роботу стовпчастих та стрічкових фундаментів.

2. При математичному моделюванні бажано було б розглянути роботу не тільки каркасного будинку, а і безкаркасних житлових будинків, на які переважно орієнтоване використання малозаглиблених фундаментів.
3. Не розглянуте питання про обмеження поверховості будинків, для яких рекомендуються малозаглиблені фундаменти.

Підготовка студента Фурмана А. С. відповідає вимогам освітньої програми.

Магістерська кваліфікаційна робота заслуговує на оцінку «В» (добре), а студент на присвоєння йому ступеня магістра та кваліфікації Магістр з будівництва та цивільної інженерії за освітньо-професійною програмою «Промислове та цивільне будівництво».

**Керівник магістерської
кваліфікаційної роботи**

Доц. каф. БМГА, к.т.н.

(підпис, прізвище, ініціали, ім'я)



(підпис)

І. В. Магвська

(підпис, прізвище)

Відгук опонента

на магістерську кваліфікаційну роботу студента **Фурмана Андрія Сергійовича** на тему:
«Ефективність використання малозаглиблених фундаментів»

Магістерська кваліфікаційна робота виконана відповідно до завдання, що затверджено наказом ВНТУ №277 від 24.09.2021 р. Робота містить 18 аркушів графічної частини, пояснювальну записку 144 стор., в якій рис. 28, табл. 21 та 53 бібліографічні посилання.

Актуальність теми обумовлена необхідністю зменшення значних фінансових вкладень при влаштуванні фундаментів, так як малозаглиблені фундаменти не потребують значних витрат будівельних матеріалів або виробів при їх влаштуванні, а також вони пристосовані до нерівномірних деформацій основи. Вихідні дані достатні для виконання фізичного та математичного моделювання роботи фундаментів при різній глибині закладання та виконанні технічної частини з розроблення проектних пропозицій стосовно влаштування малозаглиблених фундаментів.

За результатами аналізу сучасного стану теорії та практики використання малозаглиблених фундаментів обґрунтовано доцільність їх використання для малоповерхового будівництва та визначено необхідність дослідження їх несучої здатності при зменшенні глибини закладання. Виконане фізичне моделювання в умовах кафедральної лабораторної роботи фундаментів при різній глибині закладання 0,1в, 0,5в, 1,0в (в – ширина фундаменту) дозволило зробити висновок, що збільшення глибини закладання до 1,0в дозволяє покращити його роботу. Зменшення глибини закладання фундаменту потребує збільшення розміру його підшви. Математичне моделювання роботи системи основа-фундамент-споруда при різній глибині закладання фундаменту дозволило підтвердити, що величина осідання зменшується при збільшенні розміру підшви і суттєво не змінюється при заглибленні фундаментів різних розмірів.


Проектні пропозиції є обґрунтованими із застосуванням варіантних підходів та технічними розрахунками за загальноприйнятими методиками. Для вирішення задач основної частини роботи використано EOM та САПР. Графічні матеріали відповідають змісту магістерської роботи та виконані в основному відповідно вимог ССКД.

У магістерській роботі можна відмітити такі недоліки:

1. Обсяг пояснювальної записки ~~еще~~ завищений, частину матеріалу доцільно було внести в додатки. Частина матеріалу носить основний характер (розділ 5).
2. Загальні висновки не розкривають всю суть виконаної роботи, а тільки фізичне та математичне моделювання.
3. В списку використаних літературних джерел відсутні посилання на науково-методичні роботи співробітників кафедри БМГА.

Магістерська кваліфікаційна робота у цілому виконана на достатньому рівні і може бути оцінена на «відмінно» «А», а Фурман А.С. заслуговує присвоєння ступеня магістра за освітньою кваліфікацією магістр будівництва та цивільної інженерії.

Опонент, завідувач кафедри інженерних систем у будівництві
Вінницького національного технічного університету,
кандидат технічних наук, професор


Г.С. Ратушняк