

Вінницький національний технічний університет
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії
(повне найменування інституту, назва факультету (відділення))

Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури
(повна назва кафедри (предметної, циклової комісії))

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

Вплив жорсткості ростверка стовпчастого_пального фундаменту
на перерозподіл зусиль між його елементами

Виконав: студент 2-го курсу, групи Б-23мз
за спеціальністю 192 – «Будівництво та
цивільна інженерія»

ББФ О. Л. Булейко
(підпис) (ініціали та прізвище)

Керівник к.т.н., доц.
(науковий ступінь, вчене звання)

ІВ І. В. Маєвська
(підпис) (ініціали та прізвище)

«10» 06 2025 р.
(підпис)

Опонент к.т.н., доц. каф. ТЕ
(науковий ступінь, вчене звання)

СВ С. В. Савчук
(підпис) (ініціали та прізвище)

10 « » 06 2025 р.

Допущено до захисту
Завідувач кафедри БМГА
ШШ к.т.н., доц. В. В. Швець
(підпис) (ініціали та прізвище)
« 10 » 06 2025 р.

Вінниця ВНТУ – 2025 рік

Вінницький національний технічний університет
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Будівництва, цивільної та екологічної інженерії

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.

“ 14 ” 02 2025 року

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРАНТА

Булейко Олександр Леонідович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Вплив жорсткості ростверка стовпчастого
пального фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами

керівник роботи Масєвська І.В., к.т.н., доцент

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

затверджені наказом вищого навчального закладу від “ 20 ” 03 2025 року № 96

2. Строк подання студентом роботи 24.05.2025 р.

3. Вихідні дані до роботи Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту проектування, результати інженерно-геологічних вишукувань. Передбачається проектування восьмиповерхового житлового будинку з підземною автостоянкою. Основні вертикальні несучі конструкції будівлі: колони перерізом 300×300 мм та несучі стіни сходової клітин з монолітного залізобетону. Фундаменти стовпчаті та стрічкові мілкого закладання. Перекриттями будівлі служать монолітні залізобетонні плити товщиною 200 мм. Зовнішні самонесучі стіни будівлі виконані з газобетонних блоків товщиною 300 мм. Покрівля плоска, з внутрішнім водовідведенням. Передбачене централізоване опалення.

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, публікації)

1. Науково-дослідна частина (Огляд літературних джерел. Опанування програмного комплексу Ліра, який базується на використанні чисельного методу скінчених елементів. Побудова розрахункової схеми роботи паль та фундаментних плит у ґрунті. Планування чисельного експерименту з визначення впливу жорсткості ростверка, геометричних чинників та характеристик ґрунту основи на сумісну роботу паль і ростверку у складі стовпчастого пальового фундаменту. Чисельне моделювання роботи стовпчастих пальових фундаментів, а також окремих їх елементів при варіюванні товщини ростверка, довжини і кількості паль, відстані між палями, характеру розміщення в ростверку, характеристик ґрунту основи. Аналіз одержаних результатів, виявлення найбільш впливових чинників на перерозподіл зусиль у ростверку та між ростверком та палями у складі пальового фундаменту.)

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

3. Основи та фундаменти (розробка конструктивного рішення фундаментів традиційним рішенням та у варіанті з використанням результатів досліджень)

4. 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-дослідні розділи – 5-8 арк. (плакати, що ілюструють результати науково-дослідної роботи)

2. Архітектурно-будівельні рішення – 2-3 арк. (фасад, генеральний план, плани, план покрівлі, розріз, вузли)

3. Основи та фундаменти – 1-2 арк. (план фундаментів, робочі креслення варіантів фундаментів, геологічний розріз з розміщенням варіантів фундаментів специфікації)

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	виконання прийняв
1-3, 4	Маєвська І. В. - доцент каф. БМГА, к.т.н.	<i>МВ</i>	<i>МВ</i>
5 (Економіка)	Лялюк О. Г. - доцент каф. БМГА, к.т.н.	<i>ОГ</i>	<i>ОГ</i>

7. Дата видачі завдання 14.02.2025 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Складання вступу до МКР	02.01-15.01.25	
2	Науково-дослідна частина (три розділи)	02.01-14.02.25	
3	Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту	17.02-15.03.25	
4	Основи та фундаменти	17.03-12.04.25	
5	Подання роботи на перевірку на плагіат	14.04-19.04.25	
7	Економічна частина	14.04-30.04.25	
8	Оформлення МКР	01.05-12.05.25	
9	Подання МКР на кафедру для перевірки	12.05-16.05.25	
10	Попередній захист	19.05-22.05.25	
11	Опонування	26.05-29.05.25	

Здобувач

О.Л.
(підпис)

Булейко О. Л.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

І.В.
(підпис)

Маєвська І.В.

(прізвище та ініціали)

АНОТАЦІЯ

УДК 624.15

Булейко О. Л. Вплив жорсткості ростверка стовпчастого пальового фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами. Магістерська кваліфікаційна робота за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма – «Промислове та цивільне будівництво». Вінниця: ВНТУ, 2025. 152 с.

Укр. мовою. Бібліогр.: 37 назв; рис.: 68; табл. 32, 18 аркушів граф. частини.

У даній магістерській кваліфікаційній роботі пропонуються дослідження впливу товщини ростверка у сукупності з розмірами плити ростверка (основні параметри, що визначають його жорсткість) на перерозподіл зусиль між елементами стовпчастого пальового фундаменту.

Шляхом моделювання у програмному комплексі ЛПРА САПР досліджена реалізація роботи ростверку і паль у складі стовпчастого пальового фундаменту в залежності від товщини (жорсткості) ростверку, розміщення паль в плані, їх довжини, кількості і виду ґрунту. Встановлено, що збільшення жорсткості ростверку призводить до несуттєвого збільшення навантаження на куц.

Показано, що збільшення навантаження на куц при збільшенні товщини ростверка відбувається переважно за рахунок збільшення сумарного навантаження на палі. Варіювання товщиною ростверка для покращення ефективності використання паль можна рекомендувати при початковому показнику жорсткості ростверка $B/h > 6$.

Жорсткість ростверка є головним чинником, що впливає на розподіл зусиль між палями групи. При жорстких ростверках найбільші зусилля сприймають кутові палі, найменші – центральні.

По мірі збільшення товщини ростверків згинальні моменти і поперечні сили в їх тілі зростають. Відсоток зростання внутрішніх зусиль незначний.

В технічній частині роботи розроблена конструкторська документація для каркасно-монолітного житлового будинку у м. Полтава. Розглянуті питання архітектурно-планувальних рішень, виконано проектування фундаментів у типовому варіанті та за результатами наукової досліджень.

В розділі економіки визначено, що використання результатів досліджень дозволяє оптимізувати проектне рішення пальового фундаменту з одержанням економічного ефекту.

Ключові слова: стовпчастий пальовий фундамент, жорсткість ростверка, ростверк, забивна паля, перерозподіл зусиль, несуча здатність.

ANNOTATION

UDC 624.15

Buleyko O. L. The influence of the rigidity of the grillage of a columnar pile foundation on the redistribution of forces between its elements. Master's qualification work in the specialty 192 - "Construction and civil engineering, educational program - "Industrial and civil construction". Vinnytsia: VNTU, 2025. 152 p.

Ukraine language Bibliography: 37 titles; Fig.: 68; table 32, 18 sheets of graph. parts.

This master's qualification work proposes a study of the influence of the thickness of the grillage in combination with the dimensions of the grillage plate (the main parameters that determine its rigidity) on the redistribution of forces between the elements of a columnar pile foundation.

By modeling in the LIRA CAD software package, the implementation of the operation of the grillage and piles in the columnar pile foundation was investigated depending on the thickness (rigidity) of the grillage, the location of the piles in the plan, their length, number and type of soil. It was found that an increase in the rigidity of the grillage leads to a slight increase in the load on the bush.

It is shown that an increase in the load on the bush with an increase in the thickness of the grillage occurs mainly due to an increase in the total load on the piles. Varying the thickness of the grillage to improve the efficiency of pile use can be recommended with an initial rigidity of the grillage $B/h > 6$.

The rigidity of the grillage is the main factor affecting the distribution of forces between the piles of the group. With rigid grillages, the greatest efforts are perceived by the corner piles, the smallest by the central ones.

As the thickness of the grillages increases, the bending moments and transverse forces in their body increase. The percentage of increase in internal forces is insignificant.

In the technical part of the work, design documentation for a frame-monolithic residential building in the city of Poltava is developed. Issues of architectural and planning solutions are considered, foundations are designed in a typical variant and according to the results of scientific research.

In the economics section, it is determined that the use of research results allows optimizing the design solution of the pile foundation with obtaining an economic effect.

Key words: columnar pile foundation, grillage stiffness, grillage, driven pile, redistribution of forces, bearing capacity.

Зміст

ВСТУП.....	3
1 АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ПИТАННЯ.....	7
1.1 Дослідження впливу жорсткості ростверка пальового фундаменту на його роботу за результатами іноземних дослідників	8
1.2 Дослідження впливу жорсткості ростверка пальового фундаменту на його роботу за результатами вітчизняних дослідників	24
1.3 Постановка задач і методи досліджень.....	28
2 МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ СТОВПЧАСТИХ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІ З РІЗНОЮ ТОВЩИНОЮ РОСТВЕРКА ЗА ДОПОМОГОЮ ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ ЛІРА-САПР 2024	30
2.1 Планування математичного моделювання.....	30
2.2 Основні результати моделювання.....	34
Висновки за розділом 2	50
3 РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ	51
3.1 Вплив жорсткості ростверка на несучу здатність фундаменту і розподіл зусиль між елементами пальового фундаменту	51
3.2 Аналіз зміни перерозподілу зусиль між палями в кущі при збільшенні товщини ростверка	61
3.3 Аналіз зміни напруженого стану тіла ростверка при зміні його товщини... ..	65
Висновки за розділом 3	75
4 ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА	77
4.1 Архітектурно-будівельні рішення	77
4.1.1 Вихідні дані	77
4.1.2 Рішення генерального плану.....	78
4.1.3 Архітектурно-планувальне рішення	80
4.1.4 Архітектурно-конструктивні рішення	82
4.1.5 Зовнішнє і внутрішнє опорядження.....	91
4.1.6 Теплотехнічний розрахунок.....	92
4.1.7 Інженерне обладнання	94
4.1.8 Протипожежні заходи.....	98
4.1.9 Санітарні умови і вимоги	99
4.2 Основи та фундаменти	100
4.2.1 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика	100
4.2.2 Визначення навантажень на фундамент.....	101
4.2.3 Проектування фундаменту у варіанті з забивних призматичних паль	103
4.2.4 Розрахунок міцності тіла ростверку пальового фундаменту, розрахованого за традиційною методикою	112
Висновки за розділом 4	118
5 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА.....	119
5.1 Розрахунок варіанту фундаменту з врахуванням результатів дослідження	119
5.2 Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів	131
Висновки за розділом 5	146

ВИСНОВКИ.....	147
Список використаних джерел	149
Додаток А Протокол перевірки кваліфікаційної роботи на наявність текстових запозичень.....	138
Додаток Б Відомість графічної частини.....	139

ВСТУП

Актуальність.

Численними дослідженнями встановлене, що врахування реального розподілу зусиль між палями та ростверком у складі пального фундаменту забезпечує значний резерв підвищення його несучої здатності. Оцінка такого резерва залежить від виду паль і їх геометричних параметрів, відстані між ними, кількості паль в групі, ступеня піддатливості ґрунтової основи. Але наявні дослідження не дозволяють поки кількісно оцінити несучу здатність фундаменту з урахуванням всіх впливових факторів. Крім того деякі з факторів, що впливають на роботу фундаменту, досліджені явно недостатньо. До таких факторів відноситься жорсткість ростверка стовпчастого пального фундаменту.

Робіт, присвячених питанню впливу жорсткості ростверка на роботу пальної групи надзвичайно мало і вони не дозволяють зробити висновки щодо доцільності збільшення товщини ростверка при проектуванні стосовно мінімальної товщини, визначеної граничними умовами на продавлювання і зріз.

В разі позитивного впливу збільшення товщини ростверка на реалізацію роботи ростверка або паль в складі фундаменту можна рекомендувати при проектуванні фундаментів застосовувати ростверки підвищеної жорсткості.

Для дослідження пропонується використати моделювання роботи палових груп за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР 2024.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконувалась як етап науково-дослідної теми кафедри БМГА №6ОК1 «Інноваційні технології визначення напружено-деформованого стану системи будівля-фундамент-основа та окремих її елементів». Назва етапу: «Дослідження роботи паль з ґрунтовим середовищем». Робота продовжує дослідження ефективності роботи пального фундаменту з низьким ростверком при врахуванні взаємодії всіх його елементів.

Мета і задачі дослідження. Метою роботи є дослідження впливу товщини ростверка у сукупності з розмірами плити ростверка (основні параметри, щ

визначають його жорсткість) на перерозподіл зусиль між елементами пальового фундаменту.

Для підтвердження припущення про можливість збільшення ефективності роботи паль при збільшенні жорсткості ростверку передбачається розв'язання таких задач:

- опанування програмного комплексу ЛІРА-САПР 2024 для моделювання роботи стовпчастого пальового фундаменту;
- створення розрахункових моделей паль, ростверків та пальових груп з забивних паль у ґрунті;
- планування чисельного експерименту з визначення впливу товщини ростверка та інших геометричних чинників, а також характеристик ґрунту основи на сумісну роботу паль і ростверку у складі пальового фундаменту;
- чисельне моделювання роботи пальових фундаментів та окремих ростверків з різною товщиною ростверка;
- аналіз одержаних результатів, виявлення впливу збільшення товщини ростверка на реалізацію роботи ростверка або паль в складі стовпчастого пальового фундаменту.

Об'єкт дослідження – процес зміни несучої здатності стовпчастого пальового фундаменту та перерозподілу зусиль між його елементами при зміні жорсткості ростверка.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан елементів стовпчастого пальового фундаменту в залежності від жорсткості його ростверка.

Методи дослідження. Математичне моделювання просторової роботи пальового фундаменту в ґрунтовому середовищі з використанням ПК ЛІРА-САПР 2024, що ґрунтується на методі скінченних елементів (МСЕ).

Числове моделювання взаємодії пальового фундаменту із ґрунтовим середовищем дозволяє розв'язувати практичні задачі проектування пальових фундаментів з врахуванням численних факторів.

Новизна одержаних результатів. Зазнало подальшого розвитку дослідження спільної роботи елементів пальового фундаменту з ґрунтовою основою.

Розрахунки за допомогою норм не дозволяють врахувати вплив жорсткості ростверків на несучу здатність фундаменту і на розподіл зусиль між його елементами.

Дослідження дозволять встановити доцільність збільшення товщини плити ростверку у порівнянні з мінімальною товщиною, визначеною граничними умовами на продавлювання і дію поперечної сили.

Практична цінність одержаних результатів.

Показане, що збільшення жорсткості ростверку призводить до несуттєвого збільшення навантаження на куцц..

Варіювання товщиною ростверка для покращення ефективності використання паль можна рекомендувати при початковому показникові жорсткості ростверка $B/h > 6$.

Збільшення товщини ростверку призводить до перерозподілу навантажень між палями в бік зовнішнього контура, при цьому осереджене навантаження на палу куца змінюється несуттєво. Перерозподіл навантажень на крайні палі призводить до збільшення згинальних моментів і поперечних сил біля грані підколонника, що впливає на призначення армування. Це потрібно враховувати при проектуванні пальових фундаментів.

Достовірність отриманих у магістерській роботі результатів забезпечується використанням апробованого програмного комплексу ЛІРА-САПР 2024, порівнянням результатів моделювання з результатами, одержаними аналітичними нормативними методами, а також результатами досліджень інших авторів при використанні альтернативних програмних комплексів.

Особистий внесок здобувача: складання програми математичного моделювання; виконання розрахунків за запропонованою програмою з варіюванням значної кількості факторів, основним з яких є товщина (жорсткість) ростверка; аналіз одержаних результатів з виявленням впливу жорсткості ростверка на його несучу здатність та перерозподіл зусиль між ростверком та палями та між окремими палями в групі у складі стовпчастого пальового фундаменту.

Магістрантом самостійно одержані представлені в магістерській кваліфікаційній роботі результати.

Апробація результатів роботи. Результати роботи апробовано на «LIV науково-технічній конференції підрозділів Вінницького національного технічного університету (2025)», Вінниця, 24.03.2025 – 27.03.2025. ВНТУ, 2025.

Публікації.

За результатами LIV Науково-технічній конференції підрозділів Вінницького національного технічного університету ВНТУ. Вінниця, 2025, опубліковані тези: «Вплив жорсткості ростверка стовпчастого пальового фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами». Збірник матеріалів LIII Науково-технічної конференції підрозділів Вінницького національного технічного університету ВНТУ. Вінниця, 2025. 9 с. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2025/paper/view/24317/20284>.

1 АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ПИТАННЯ

Пальові фундаменти містять три компоненти: палі, ростверк і ґрунтова основа [1 – 4]. Багатьма авторами відзначається, що крім сприйняття навантаження наявність палей забезпечує зменшення осідання споруди. Відносна жорсткість компонентів пальового фундаменту визначає характер розподілу навантаження між ними (рис. 1.1).

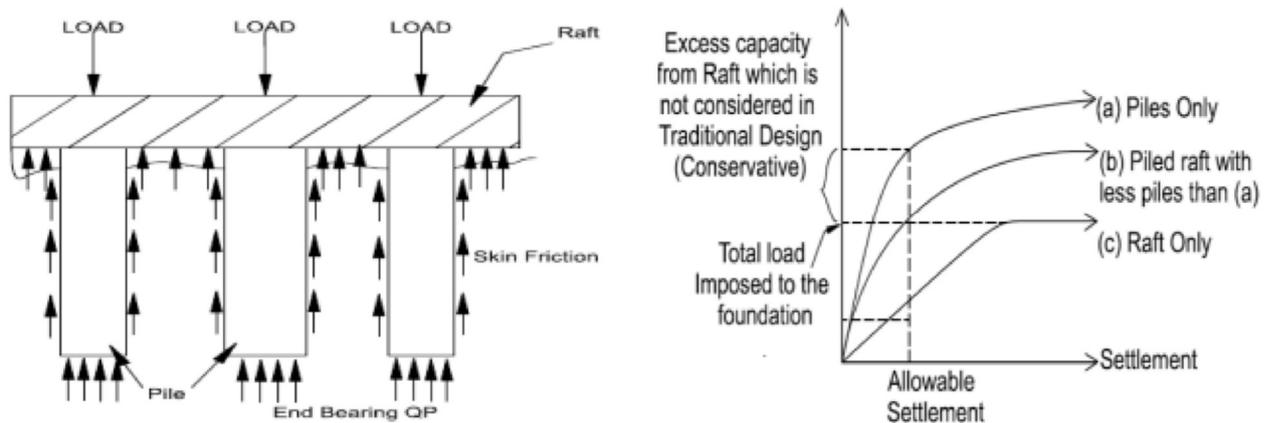


Рисунок 1.1 – Розподіл зусиль між окремими елементами пальового фундаменту [1]

Численні дослідження у різних країнах відзначають складність умов роботи пальового фундаменту. На цю роботу впливає значна кількість факторів, зокрема відносна довжина палей (L/D), їх кількість, відстань між ними, піддатливість ґрунту і жорсткість ростверка, умови навантаження.

Часто ефективність роботи фундаменту в цілому визначає включення в роботу з ґрунтом низького ростверка. Але досі нормативними документами досі невизначено регламентується врахування роботи низького ростверка при навантаженні на пальовий фундамент. Цей процес стримується недостатньою вивченістю поведінки пальових фундаментів при теоретичних та фізичних дослідженнях, внаслідок чого відсутня необхідна нормативна база. Досвід проектування конструкцій з несучим ростверком дуже обмежений.

1.1 Дослідження впливу жорсткості ростверка пальового фундаменту на його роботу за результатами іноземних дослідників

El-Garhy B, Galil AA, Youssef AF, Raia MA (2013) [5] провели експериментальне дослідження у піщаному ґрунті з метою оцінки впливу відносної жорсткості ростверк-ґрунт на поведінку пальових фундаментів. Вони відзначають значний ефект зменшення різниці осідань внаслідок збільшення відносної жорсткості ростверк-ґрунт.

Thoidingjam D, Devi KR (2017) [6] вивчали, як жорсткість ростверка буде впливати на граничне навантаження і повне осідання пальових фундаментів у органічній глині. Вони виявили, що більш висока жорсткість сприяє збільшенню навантаження і зменшенню осідання пальово-ростверкової системи. Пальові фундаменти чисельно моделювались за допомогою програмного продукту PLAXIS 3D.

Підчас дослідження Mostafa Elsaywaf, Marwan Shahien, Ahmed Nasr, Alaaeldin Magdy (2022) [7] вивчалась робота пальових фундаментів в пластичній глині. Був досліджений вплив довжини паль, кількості паль, відносної жорсткості ростверк-ґрунт і наявності піщаної подушки під ростверком на роботу пальового фундаменту. З метою верифікації математичного моделювання проведені експериментальні випробування на маломасштабних моделях.

При фізичному моделюванні варіювались довжина паль (співвідношенн L_p/d_p в межах 10, 15, 20, 25, 30); кількість паль (4, 9, 16); товщина ростверка 2, 4, 10 мм (відповідна відносна жорсткість ростверк-ґрунт K_{rs} : 0,08, 0,70, 10,43); товщина піщаної подушки (H_c/d_p , 1, 2, 3, 4, 5) (рис. 1.2).

Відносна жорсткість ростверк-ґрунт K_{rs} визначалась за формулою

$$K_{rs} = \frac{(1 - \nu_s) \times E_r}{2 G_s} \times \frac{4 B_r}{3\pi L_r} \left(\frac{t}{L_r} \right)^3 \quad (1.1)$$

де E_r – модуль деформації матеріала ростверка;

ν_s - коефіцієнт Пуасона ґрунту;

G_s – модуль зсуву ґрунту;

t – товщина ростверку;

B_r та L_r – розміри росиверку в плані.

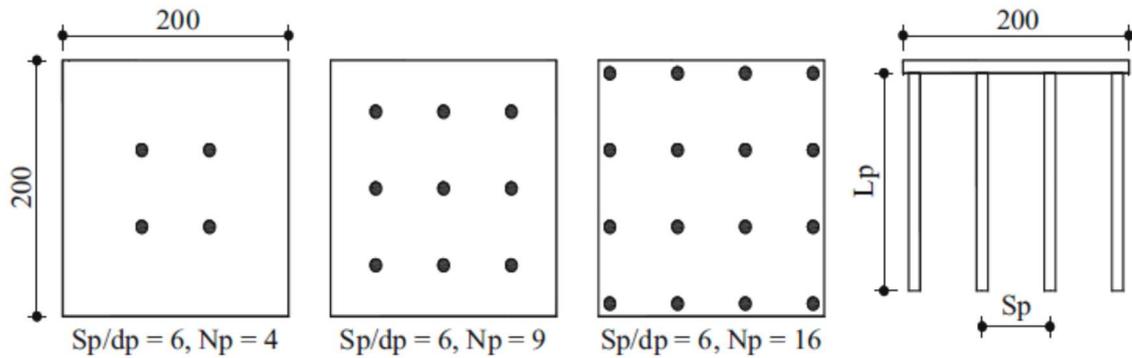


Рисунок 1.2 – Параметри моделей при фізичному моделюванні [7]

Аналізувався вплив варійованих параметрів на коефіцієнт зменшення осідання пальовим фундаментом SR (відношення максимального осідання фундаменту до мінімального осідання ростверка без паль), коефіцієнт зменшення різниці переміщень S_{diff} (відношення різниці осідань окремих точок пальового фундаменту до різниці осідань окремих точок ростверка), коефіцієнт розподілу навантаження GPR (частка навантаження, що сприймається палями).

Рис. 1.3 та 1.4 відображують вплив відносної жорсткості ростверк-ґрунт K_{rs} на коефіцієнт зменшення різниці переміщень S_{diff} .

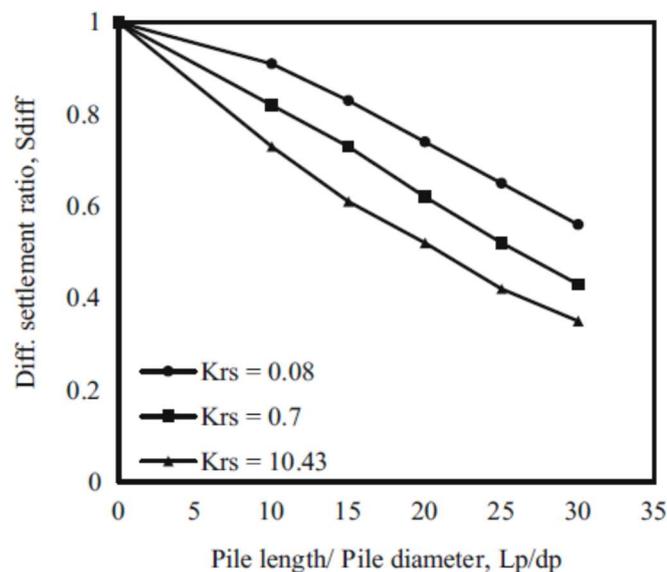


Рисунок 1.3 – Вплив відносної довжини паль і відносної жорсткості ростверк-грунт на S_{diff} ($N_p = 9$ і $S_p/d_p = 6$) [7]

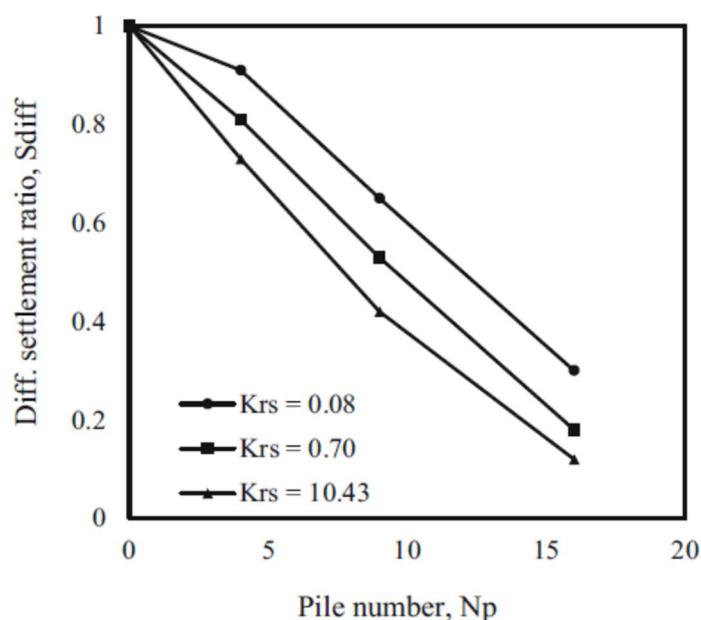


Рисунок 1.4 – Вплив кількості паль і відносної жорсткості ростверк-грунт на S_{diff} ($L_p/d_p = 25$ і $S_p/d_p = 6$) [7]

Результати показали, що із збільшенням довжини і кількості паль, осідання і різниця осідань в межах фундаменту зменшились. Також було виявлено, що із збільшенням відносної жорсткості ростверк-грунт різниця осідань зменшується.

Вплив відносної жорсткості ростверк-грунт (K_{rs}) наведений в таблиці 1.1, де представлені навантаження, що сприймають центральні, крайові і кутові палі для випадку пального фундаменту з $N_p = 9$, $L_p/d_p = 20$, відстанню між палями $6d_p$.

Таблиця 1.1 – Навантаження на палі (N) для пального фундаменту ($N_p = 9$, $L_p/d_p = 20$, $S_p/d_p = 6$) [7]

K_{rs}	Center pile	Edge pile	Corner pile	Total pile loads (P_p), N
0.08	88	119	123	1,056
0.70	112	127	133	1,152
10.43	120	131	135	1,184

Як видно, кутлова паля несе максимальне навантаження, за нею йде крайова паля, і нарешті, центральна паля. Крім того, паливий фундамент з високим K_{rs}

покращив розподіл навантаження між палями. Також, загальне навантаження на палі незначно збільшувалось із збільшенням жорсткості ростверка.

На рисунку 1.5 наведені залежності частки навантаження, що сприймається палями (GPR), від K_{rs} для різних N_p та L_p/D_p . Як показано, вплив K_{rs} на GPR був незначним. Аналогічні висновки були одержані Singh B, Singh NT (2011) [8]; Poulos HG (2001) [9] на підставі чисельного аналізу, а El-Garhy B, Galil AA, Youssef AF, Raia MA (2013) [5] з експериментального аналізу палевих фундаментів.

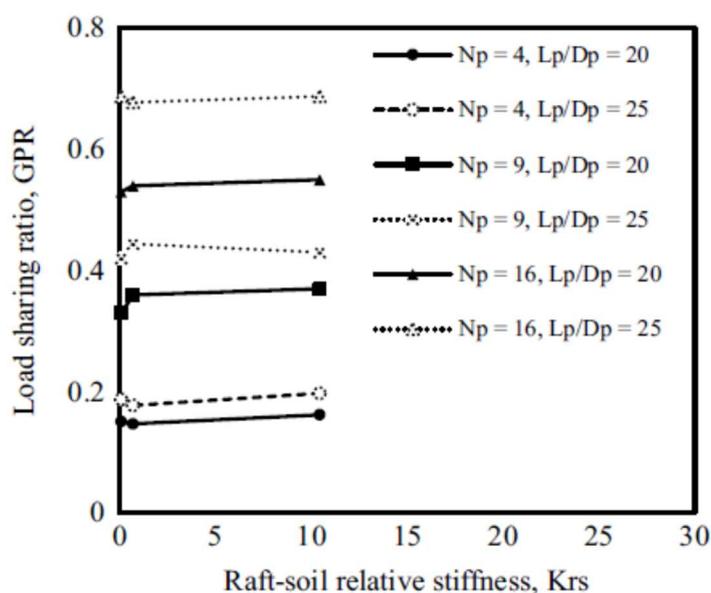


Рисунок 1.5 – Залежності частки навантаження, що сприймається палями, від K_{rs} для різних кількостей палей з різною відносною довжиною [7]

Отже, відносна жорсткість ростверк-грунт відіграє важливу роль у зменшенні різниці осідань між точками ростверка, і незначний вплив на частку навантаження, що сприймається палями.

Srijit Bandyopadhyay, Aniruddha Sengupta [10] досліджували пально-плитний фундамент, завантажений рівномірно розподіленим навантаженням за допомогою 3D-аналіза методом скінчених елементів (MIDAS GTS NX (MIDAS 2019)). Розглядався багатопалевий фундамент.

Для вивчення поведінки пального фундаменту при вертикальному навантаженні проведена серія чисельних досліджень з різним кроком палей (3D, 4D, 5D і 6D), де D — діаметр палі, з різною товщиною ростверка (1 м, 1,5 м і 2 м), з

двома різними діаметрами паль (0,8 м та 1 м). Протягом всього аналізу розмір ростверка і довжина паль прийняті рівними 18 м × 18 м і 25 м відповідно. Поведінка ростверка без паль також вивчалась при різній товщині ростверка.

Палі і ростверк з'єднані один з одним монолітно. Різні конфігурації розміщення паль під ростверком наведені на рис. 1.6.

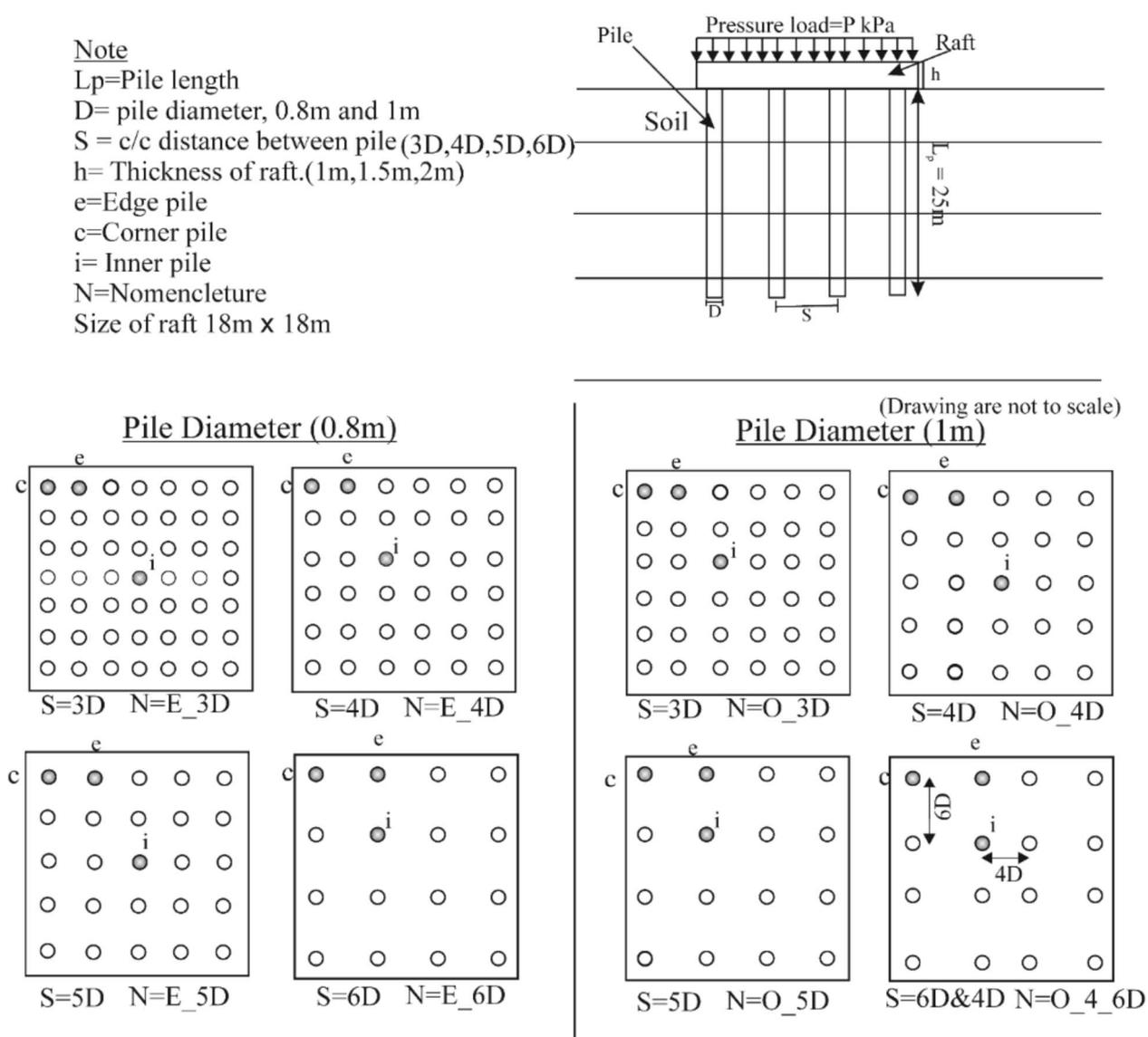


Рисунок 1.6 – Розміщення паль в ростверку при параметричному дослідженні [10]

Автори відзначають збільшення загальної жорсткості фундаменту при збільшенні діаметра паль. На рис. 1.7 наведена залежність осідання-навантаження для палових груп з однаковою кількістю паль і розмірами ростверка, але з різним

діаметром палів (буквою Е позначені палі діаметром 0,8 м, буквою О – діаметром 1,0 м.

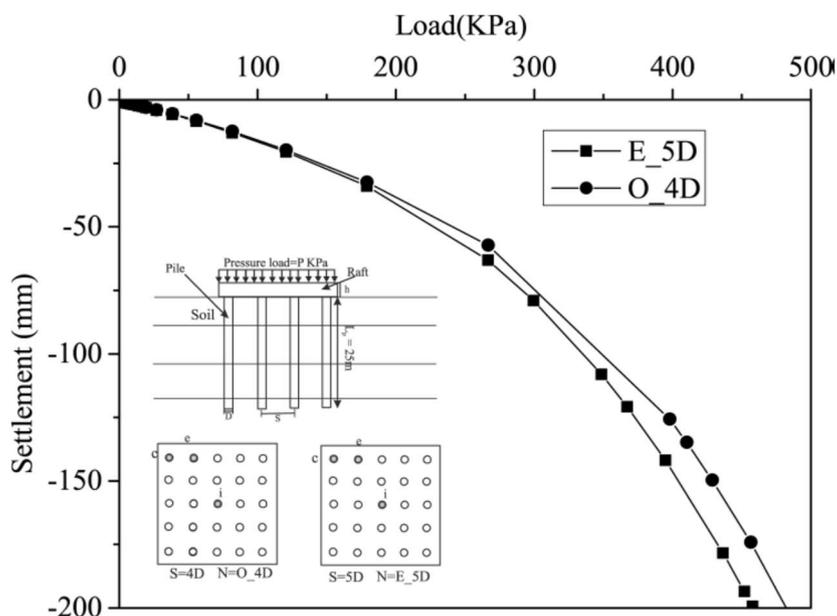


Рисунок 1.7 – Залежність осідання-навантаження для пильових груп з різним діаметром палів [10]

Отже пильовий фундамент з пильами діаметром 1,0 м має більшу жорсткість, і тому сприймає більше навантаження при рівних осіданнях. Вплив жорсткості зростає із збільшенням діаметру палів.

Вплив товщини ростверка на поведінку комбінованого пильового фундаменту наведений на рис. 1.8 (діаметр палів 1,0 м, відстань між пильами 3D).

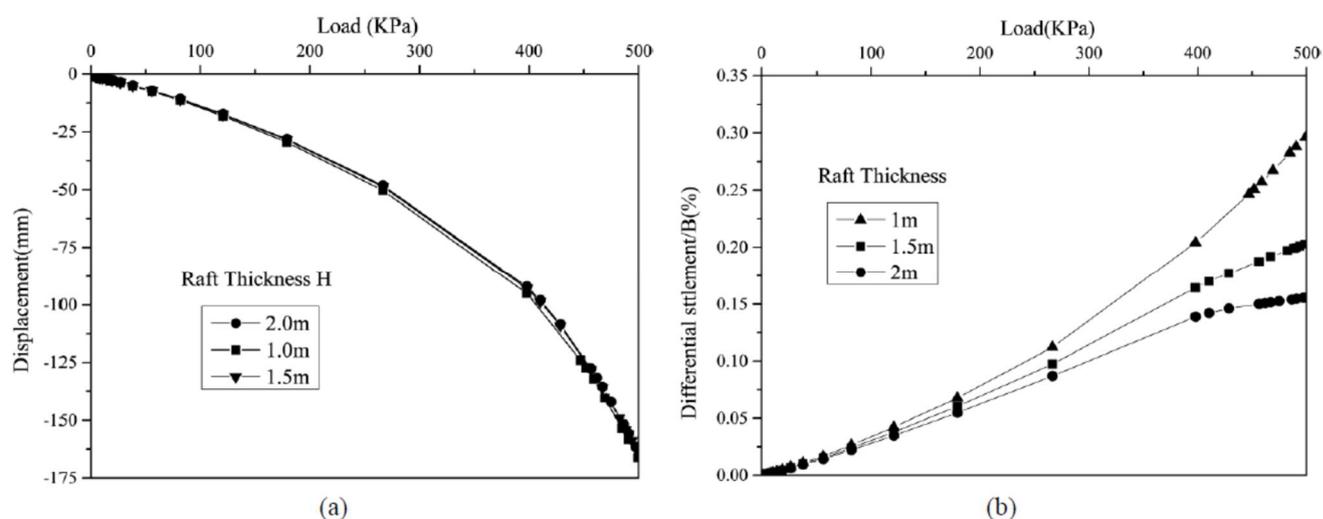


Рисунок 1.8 – Залежність осідання від навантаження для ростверків різної товщини [10]

Ніякого суттєвого покращення характеристик осідання фундаменту при збільшенні жорсткості не спостерігається.

Автори [10] стверджують, що жорсткість ростверка відіграє важливу роль з точки зору зручності експлуатації конструкції, оскільки зменшується різниця осідань різних точок ростверка

$$S_{diff} = S_{center} - S_{corner} \quad (1.2)$$

Різниця осідань між кутовою і центральною точками ростверка представлені на рис. 1.8 (б) для різних товщин ростверка. Збільшення товщини ростверка збільшує його жорсткість, що спричинює зменшення різниці осідань окремих його точок. Але відзначено, що для початкової ділянки навантажень до 200 кПа різниця осідань майже однакова для всіх товщин. Із збільшенням навантаження різниця осідань зменшується із збільшенням товщини ростверка.

В роботі (2009) [11] виконаний чисельний аналіз пальово-плитних фундаментів з використанням PLAXIS (Brinkgreve and Broere, 2006) і FLAC (1995). Чисельний аналіз був проведений з перемінними: відстань між палями, кількість паль, діаметр паль, співвідношення розмірів плити товщини плити ростверка. Представлены фундаменти на двух разных грунтовых условиях.

На рис. 1.9 наведена розрахункова схема для піщаного ґрунту.

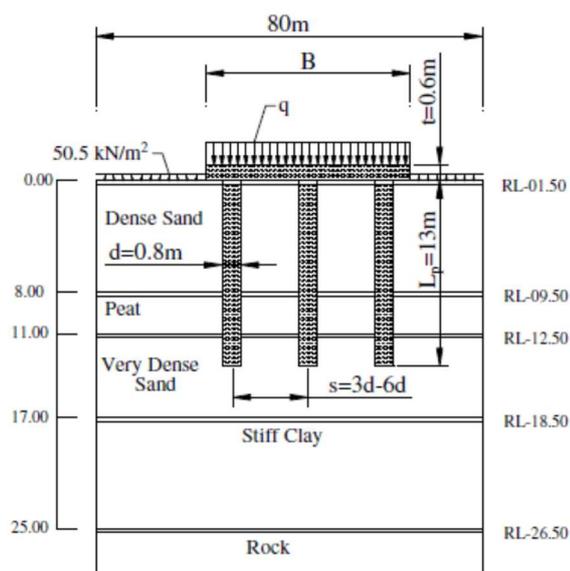


Рисунок 1.9 – Геометричні параметри пальового фундаменту у піщаному ґрунті [11]

Навантаження було обране в робочому діапазоні, що зустрічається на практиці. Товщина ростверка варіювалась для дослідження впливу відносної жорсткості ростверка на передачу навантаження і осідання. Чисельні експериментальні змінні наведені в таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 – Зміна навантажень і товщини ростверка в серіях досліджень [11]

Load case	Vertical Load, kPa	Horizontal Load, kPa	Moment, kN-m/m ²	Raft thickness, m
1	333	0	0	1.0
2	293	20	133	1.0
3	333	0	0	5.0

Були проведені порівняльні дослідження для ростверка без паль і пальового фундаменту. Як показано на рисунку 1.10, ростверк без паль показує осідання у формі чаши.

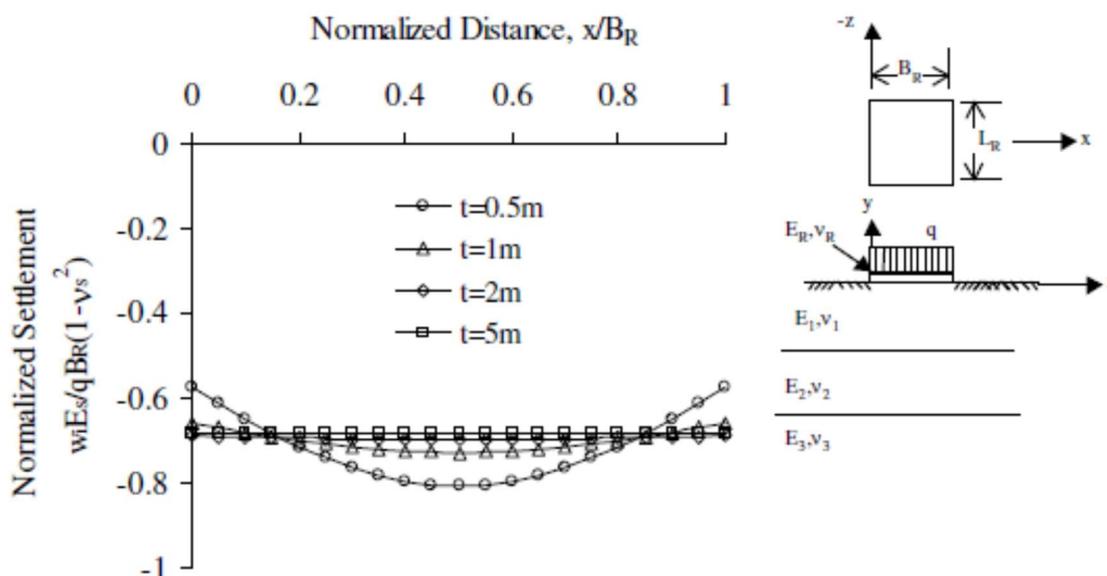
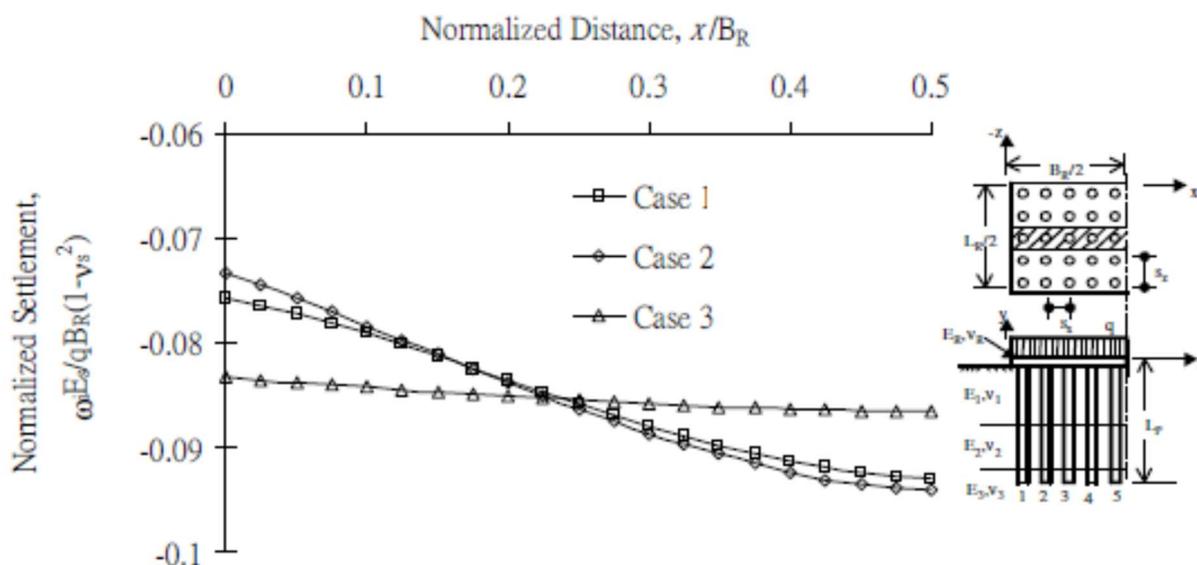


Рисунок 1.10 – Зміна нормалізованих осідань по довжині ростверка без паль [11]

Різниця осідань тонкого ростверку більше, ніж у товстих ростверків. Як показано на рисунку 1.11, аналогічним чином, фундамент з палями показує осідання у формі чаши. Осідання на краю смуги ростверка відхиляється вниз від загальної форми чаши.



Риснок 1.11 – Зміна нормалізованих осідань по довжині ростверка пальового фундаменту [11]

Більш тонкі ростверки демонструють дещо хвиленодібну форму осідання і мають більшу різницю осідань окремих точок, ніж товсті ростверки. Значення осідання для різних випадків навантаження і товщини ростверка для ростверка без паль і з палями наведені в таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 – Осідання точок ростверка без паль і пальового фундаменту [11]

Unpiled raft W _i (mm)		Piled raft W _i (mm)	
Edge	Centre	Edge	Centre
25.95	44.63	28.74	38.05
(t=0.5m)	(t=0.5m)	(case 2, t=1m)	(case 2, t=1m)
37.08	37.35	38.19	40.03
(t=5m)	(t=5m)	(case 3, t=5m)	(case 3, t=5m)

Для ростверків з піщаною основою максимальне осідання фундаментів залежить від відстані між палями і кількості паль. Товщина ростверка не дає значительного ефекту.

Для ростверків на глинистому ґрунті осідання ростверка без паль було однаковим для ростверків різної товщини. Виявлено, що товщина ростверка дає вплив на різницю осідань.

Результати дослідження Fekadu Melese (2022) [12]. На рис. 1.12 показана геометрична конфігурація параметричного дослідження ростверку без паль (R),

незв'язного пального фундаменту (між палями і ростверком піщана подушка) з 9 палями (9NC) і зв'язного пального фундаменту з 9 палями (9PR). При цьому для незв'язних палих фундаментів з різною товщиною подушки може використовуватись наступне позначення. Наприклад, 9NC1.0 відноситься до незв'язного пального фундаменту з 9-ма палями і товщиною подушки (H_c) 1 м.

Дослідження виконане за допомогою скінчено елементного моделювання у PLAXIS 3D.

Відносна жорсткість ростверк-грунт (K_{rs}) є основним фактором, який впливає на різницю осідань окремих точок ростверку пального фундаменту.

$$K_{rs} = 5.57 \frac{E_r}{E_s} \frac{1 - \nu_s^2}{1 - \nu_r^2} \left(\frac{B}{L}\right)^{0.5} \left(\frac{t_r}{L}\right)^3, \quad (1.3)$$

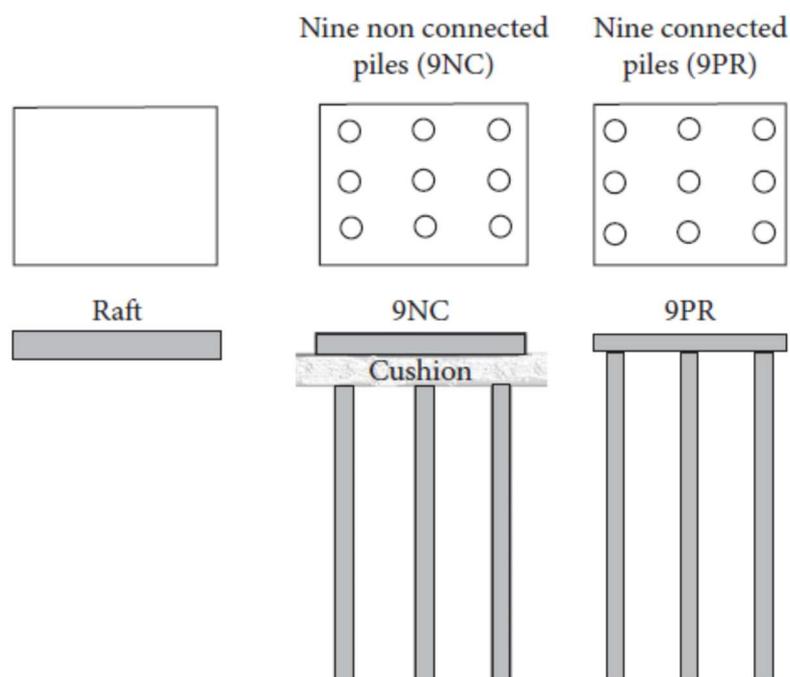


Рисунок 1.12 – Геометричні параметри досліджених фундаментів [12]

Відносна жорсткість ростверк-грунт дає схожий ефект для зв'язаних і незв'язаних фундаментів, як показано на рис. 1.13. Рисунок 1.13(a) показує, що максимальне осідання спочатку зменшується з збільшенням товщини плити (жорсткістю) і ненабагато збільшується після досягнення граничної товщини плити (біля K_{rs} 1,182 для 9NC1.0 і 3,988 для 9PR в цьому дослідженні), тобто. $t_r = 1,5$ і $t_r = 1,25$ м. Це пов'язано з тим, що збільшення товщини плити зверх граничної

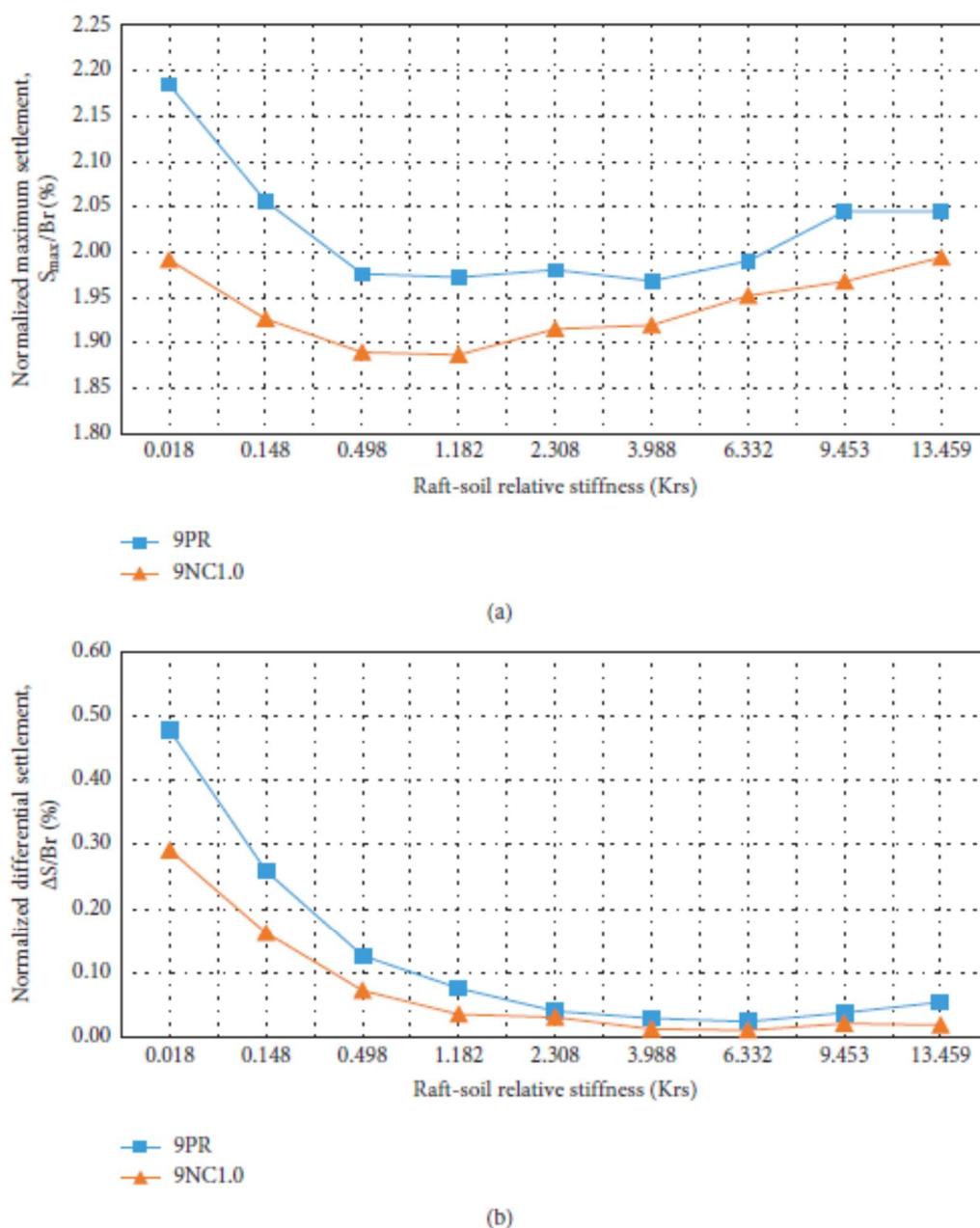


Рисунок 1.13 - Вплив відносної жорсткості ростверк-грунт на (а) нормалізовану різницю осідань $\Delta S/Br$ (%) і (б) нормалізоване максимальне осідання S_{max}/Br (%) [12]

(оптимальної товщини) дає надмірну вагу плиті і призводить до додаткового осідання. Для порівняння, нормалізована різниця осідань $\Delta S/Br$ (%) і нормалізоване максимальне осідання S_{max}/Br (%) незв'язаних пильових фундаментів нижче, ніж у зв'язаних пильових фундаментів в випадку великого ростверка ($Br/L_p > 1$).

Але по мірі збільшення товщини ростверка нормалізована різниця осідань $\Delta S/Br$ (%) як незв'язаного (NC), так і зв'язаного (PR) пильового фундаменту значно

знизилась (рис. 1.13 (b)). При цьому швидкість зменшення нормалізованої різниці осідань, практично зникає при деяких конкретних K_{rs} (близько K_{rs} 3,988 в цьому дослідженні), тобто $t_r = 1,5$ м.

Товщина плити чинить дуже незначний вплив на навантаження, що сприймається незв'язаними палями, як показано на рис. 1.14. Але для зв'язаних паль, по мірі збільшення відносної жорсткості ростверк-грунт (K_{rs}) (по мірі збільшення товщини плити), коефіцієнт розподілу навантаження паль (α_{pr}) зменшився.

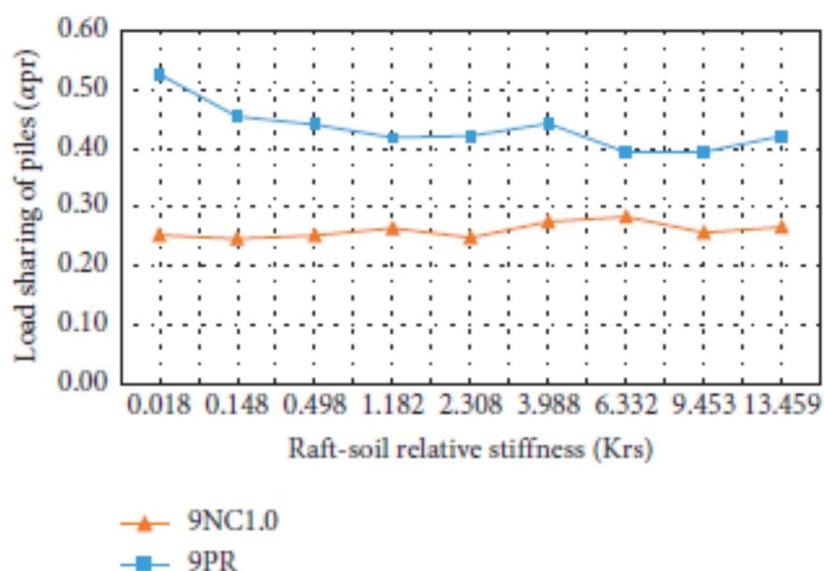


Рисунок 1.14 - Вплив відносної жорсткості ростверк-грунт на коефіцієнт розподілу навантаження паль [12]

У статі [13] за допомогою тривимірного 3D-чисельного моделювання в ABAQUS вивчається вплив товщини ростверка (від 0,5 м до 3 м) на розподіл навантаження між палями в умовах піддатливого та щільного піщаного ґрунту. Встановлено, що тонкий ростверк поводить себе як гнучка плита, що призводить до нерівномірного розподілу навантаження, тоді як товстий ростверк забезпечує більш рівномірний розподіл зусиль.

Розглядався фундамент з 16 паль, вивчався вплив відстані між палями, діаметра і довжини паль на характеристики пального фундаменту. Прикладалося зосереджене навантаження 200 МН.

Аналізувались такі параметри реакції конструкції: навантаження на кожен палю, осідання пального ростверка у вибраних точках. На рис. 1.15 представлено граничне навантаження кожної палі для різної товщини пального ростверка від 0,5 м до 3 м для середньопіщаного ґрунту і щільного піщаного ґрунту. На рисунку видно, що при товщині 0,5 м внутрішня паля 2 несе найбільшу навантаження, за нею слідує палі 1 та 4, а кутова паля 3 несе найменше навантаження. Зокрема, при товщині ростверка 0,5 м навантаження на палю 2 (максимальне) в 3,7 рази вище, ніж на палю 3 (мінімальне) для середнього піска і в 4,4 рази для щільного піска.

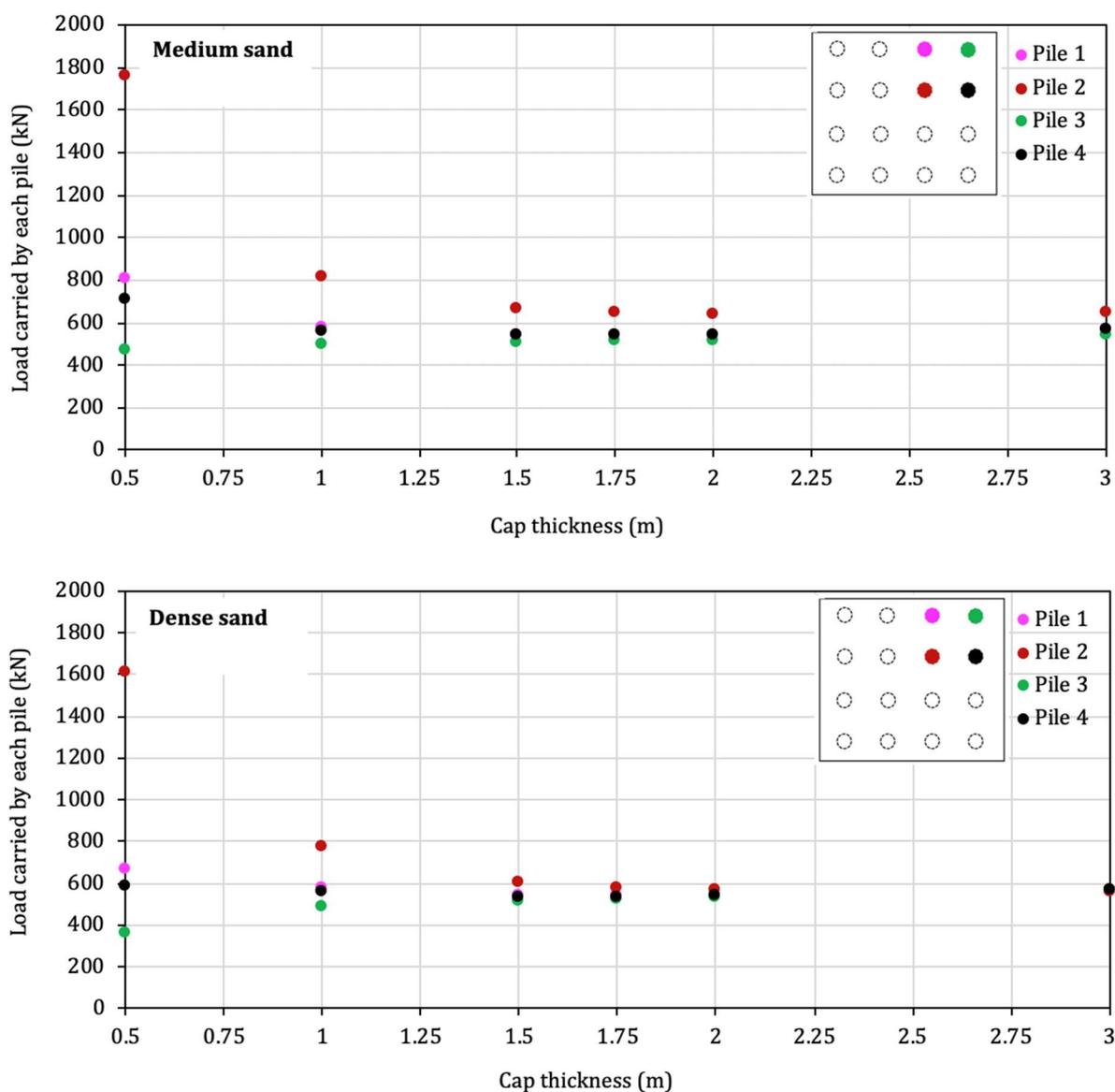


Рисунок 1.15 – Навантаження на палю в залежності від товщини ростверка [13]

При збільшенні товщини це співвідношення різко зменшується. Як показано на рис. 1.15, в щільному піску всі 4 палі несуть однакове навантаження при товщині 3 м, в той час як в середньопіщаному ґрунті паля 2 несе приблизно на 20% більше навантаження, ніж всі інші.

В цьому дослідженні оцінювались переміщення точок пального ростверка для різної його товщини. На рисунку 1.16 представлено розташування вибраних точок, а на рисунку 1.17 - деформації цих точок, що відповідають товщині ростверка 0,5 м і 3 м для середньопіщаного ґрунту. На рисунку 1.17 ясно видно, що при товщині ростверка 3 м контрольовані точки мають однакові деформації.

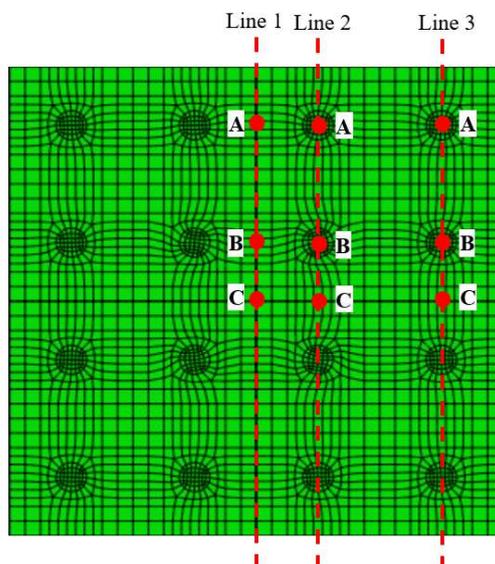
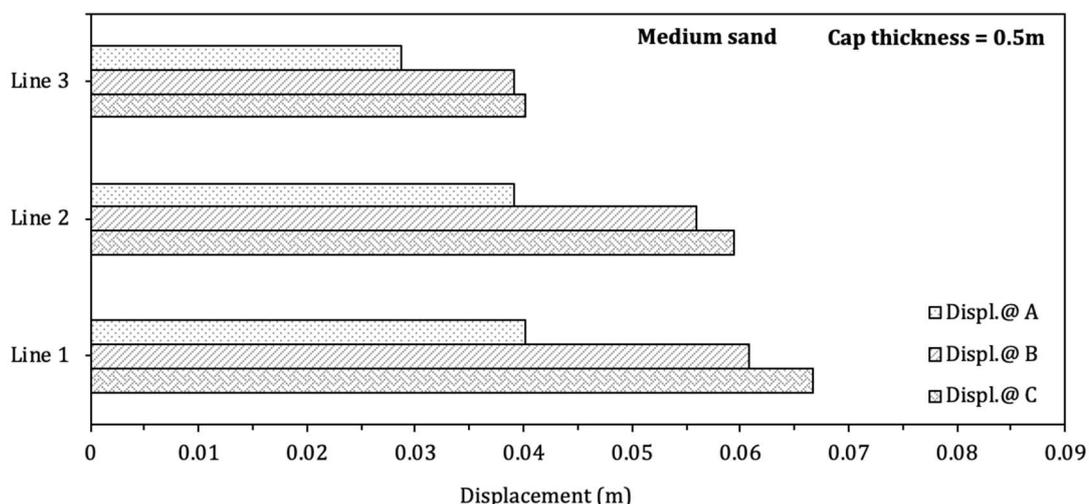


Рисунок 1.16 – Розміщення контрольних точок [13]



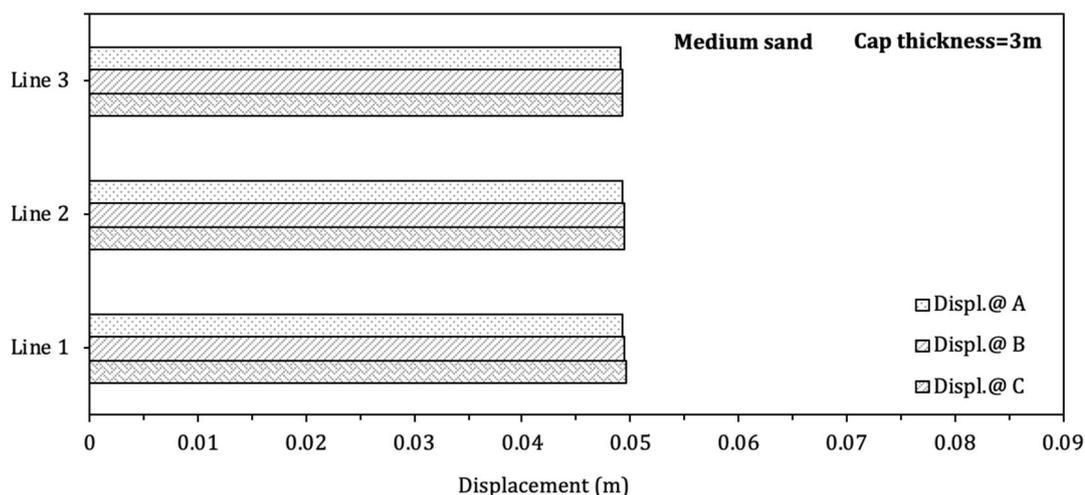


Рисунок 1.17 – Вертикальне переміщення ростверка [13]

При товщині ростверка 0,5 м прогин в точці С набагато більше, ніж в точці А, що зрозуміло для гнучкої плити.

Щоб визначити товщину ростверка, при якій він працює як жорсткий, на рис. 1.18 побудована залежність кривизни ростверка від товщини. Серед випробованих значень товщина 1,5 м буде порогом між гнучким і жорстким ростверком.

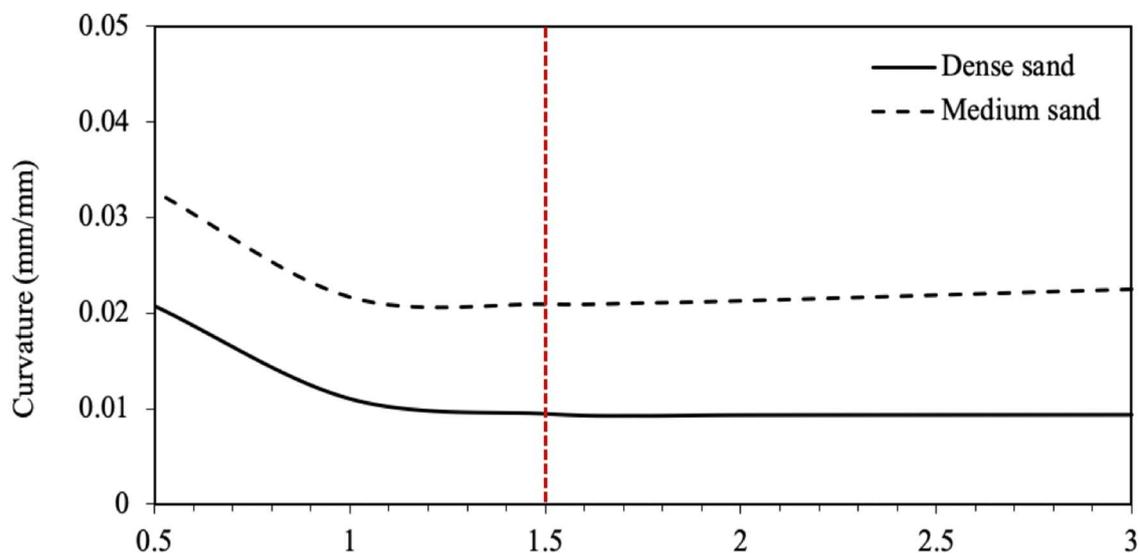


Рисунок 1.18 – Кривизна в залежності від товщини ростверка [13]

Автори наводять такі висновки:

1. Пальовий ростверк працює як гнучкий до певної товщини, за межами якої він працює як жорстка плита, де навантаження майже рівномірно розподіляються на палі.
2. Жорсткість ростверка збільшується при зменшенні відстані між палями, особливо для великих ростверків.
3. Ростверк може працювати як жорсткий на щільному ґрунті, і як гнучий на слабкому ґрунті.
4. Жорсткість ростверка збільшується із збільшенням діаметра паль (за рахунок збільшення площі контакту паль і ростверка), що ще зменшує осідання.
5. Жорсткість ростверка збільшується із збільшенням довжини паль по мірі збільшення опору тертя.

Дослідження Firanboni Fituma Chimdesa, et al. (2023) [14] спрямоване на порівняльний аналіз несучої здатності трьох типів фундаментів — окремих ростверків без паль, пальових груп та пальово-плитних фундаментів — за допомогою чисельного моделювання в програмах PLAXIS 2D та GEO5.

Розглядалися різні типи ґрунтів (піщані та глинисті), довжини та товщини паль, а також вплив додаткових навантажень. Розрахункова схема на рис. 1.19. Кількість паль 6 шт.

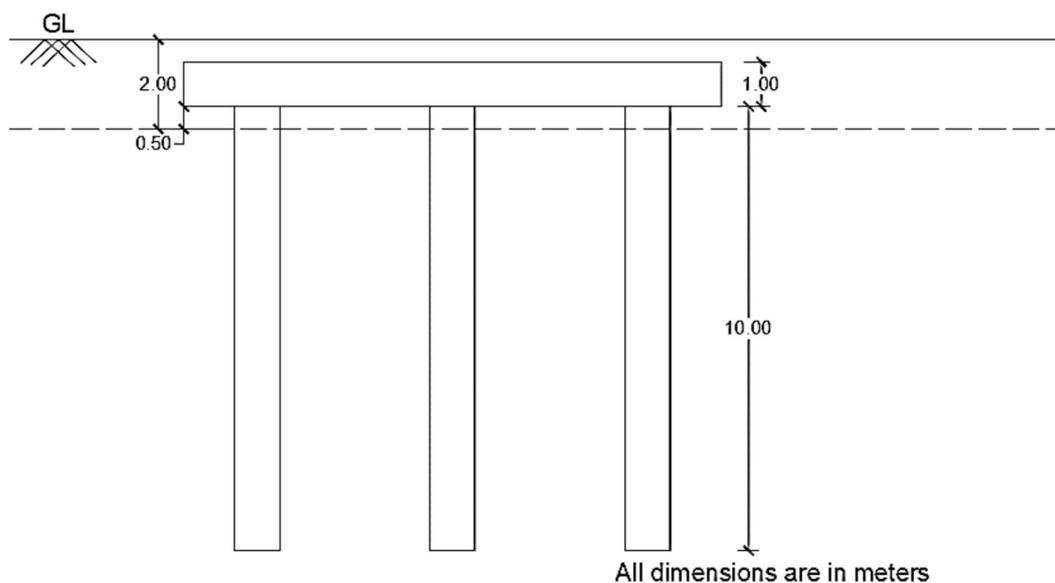


Рисунок 1.19 – Геометричні параметри досліджуваних груп [14]

У дослідженні було вивчено вплив зміни товщини ростверка на структурну стійкість і осідання. Ростверк відіграє вирішальну роль у з'єднанні групи паль і запобіганні осіданню конструкції. Для аналізу було розглянуто товщину ростверка 0,5 м, 1 м, 1,5 м, 2 м і 2,5 м. Результати, показані на рис. 1.20, виявили цікаву кореляцію. Зі збільшенням товщини ростверка збільшується і коефіцієнт міцності. Це означає, що більш товсті ростверки забезпечують більшу стабільність конструкції та опір осіданню. Крім того, спостерігалось зменшення осідання конструкцій із збільшенням товщини ростверка.

В дослідженні підкреслюється важливість вибору доцільної товщини пального ростверка для забезпечення довгострокової стійкості і експлуатаційних характеристик конструкцій. При цьому збільшення товщини ростверка на 50% призвело до зниження осідання на 13,88% і підвищення коефіцієнта міцності на 16,66%.

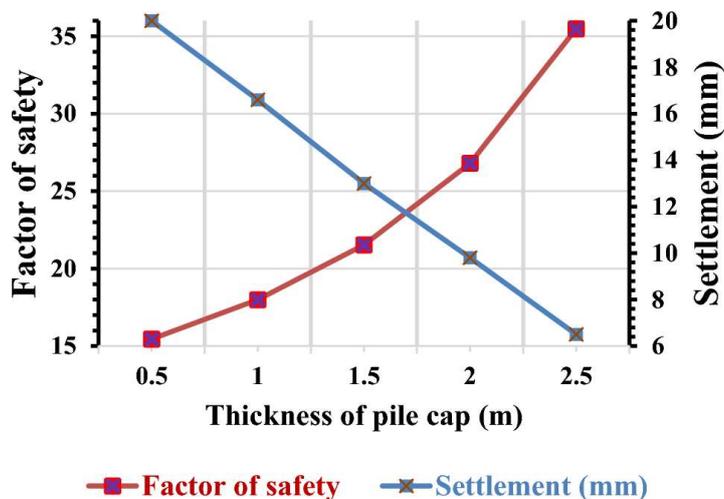


Рисунок 1.20 – Осідання групи паль і варіація коефіцієнта міцності внаслідок зміни товщини ростверка [14]

1.2 Дослідження впливу жорсткості ростверка пального фундаменту на його роботу за результатами вітчизняних дослідників

Вплив жорсткості ростверку на перерозподіл зусиль між елементами пального фундаменту вивчався у роботі Гембарської М. А. (2013) [15].

Розглядався кущовий пальовий фундамент з 5 палів у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation. Варіювалась відстань між палями (3d та 6d). Схема пального куща наведена на рис. 1.21.

Розглядалися варіанти розрахунку для групи палів, не об'єднаних ростверком, та групи палів, об'єднаних жорстким ростверком з модулем деформації $E = 2,1 \times 10^8$ кНм²; груп палів, об'єднаних гнучким ростверком з модулем деформації $E = 1 \times 10^6$ кНм². Підтверджено, що група палів, не об'єднана ростверком, дає більші значення осідання, оскільки в пальному фундаменті у роботу включається ґрунт під ростверком.

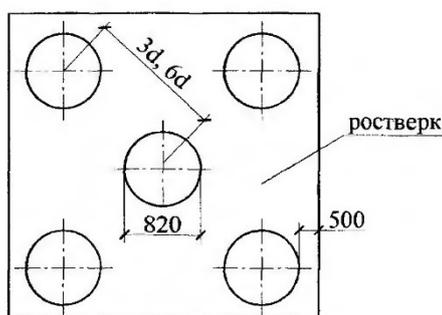


Рисунок 1.21 – Схема розміщення палів у ростверку [15]

При відсутності ростверку найбільше навантаження сприймає середня паля, при жорсткому ростверку навантаження між палями розподіляється рівномірно. Для випадку гнучкого ростверку центральна паля разом з виявляється перевантаженою, периферійні палі погано включаються у роботу.

У статті [16] (2021) розроблено варіант раціонального розташування палів в межах площі завантаження для 16-ти поверхової каркасної будівлі з пально-плитним фундаментом з використанням ПК ЛІРА.

Показано, що зміна товщини ростверку впливає на НДС основи та надземної частини будівлі. За рахунок збільшення товщини можна зменшити відсоток армування плити та елементів каркасу будівлі.

Питання впливу жорсткості ростверка на перерозподіл зусиль між палями розглядався у роботі В. Ручківського (2021) [17]. Шляхом математичного моделювання групи з 5 палів діаметром 420 мм з різною відстанню між палями (при

зміні кроку паль змінювались розміри ростверка, (рис. 1.22)) визначався вплив товщини ростверка (300 та 500 мм).

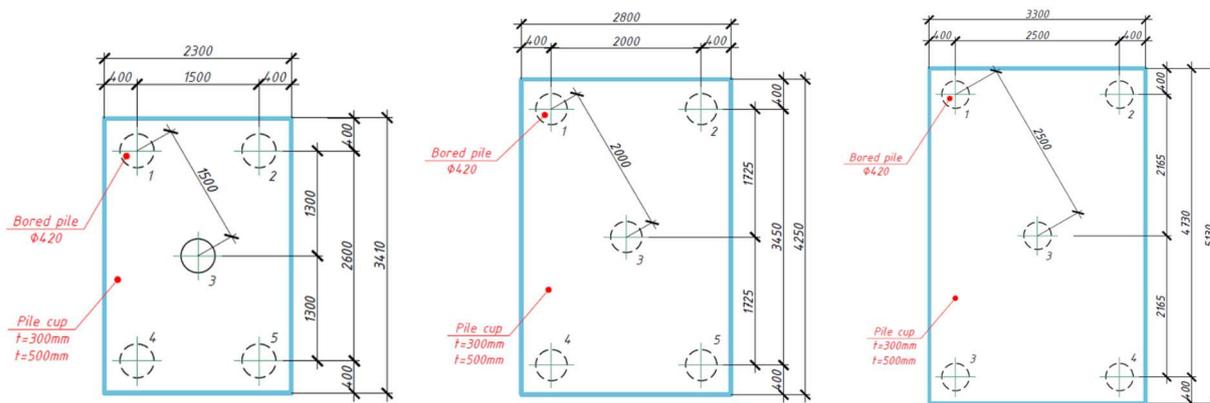


Рисунок 1.22 – Схеми розміщення паль у досліджених ростверках [17]

Аналізувалося навантаження на куц та різниця осідань кутових та центральної палі в залежності від товщини ростверка та відстані між палями.

Основою пального фундаменту був дрібний пісок середньої щільності. Проводилось математичне моделювання методом скінчених елементів.

До ростверка прикладалось зосереджене навантаження 4000 кН.

Для висвітлення впливу жорсткості об'єднуючого ростверку порівнювались вертикальні деформації паль при ростверках товщиною 300 та 500 мм для кроків паль 1.5, 2.0, 2.5 м (рис. 1.23, 1.24. 1.25).

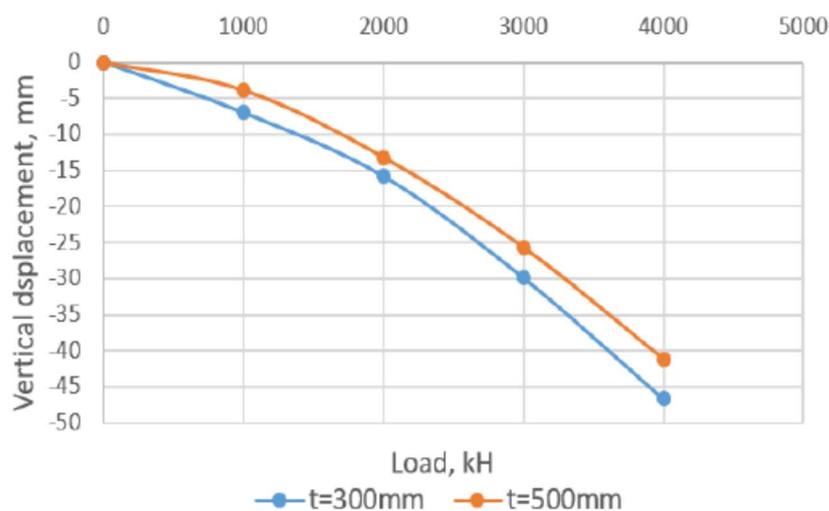


Рисунок 1.23 - Вертикальні деформації в центральній палі в залежності від товщини ростверку при відстані між палями 1.5 м [17]

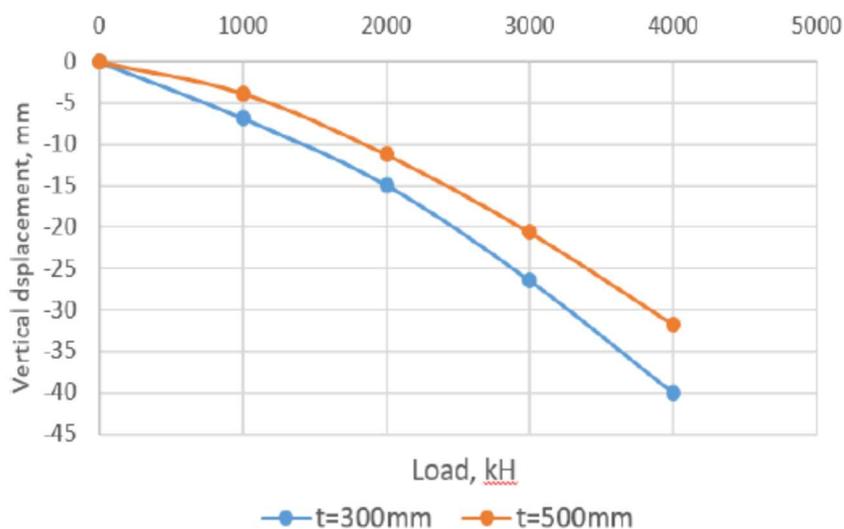


Рисунок 1.24 - Вертикальні деформації в центральній palі в залежності від товщини ростверку при відстані між palями 2.0 м [17]

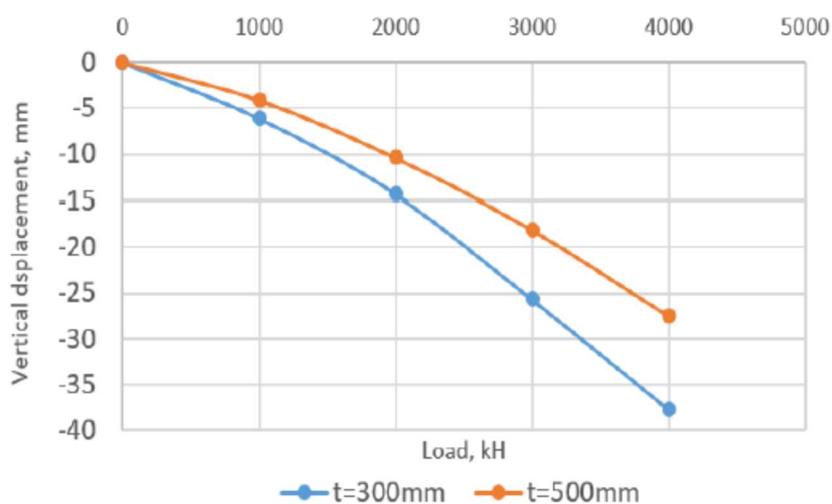


Рисунок 1.25 - Вертикальні деформації в центральній palі в залежності від товщини ростверку при відстані між palями 2.5 м [17]

Відповідно до результатів розрахунку, збільшення товщини ростверку призводить до зменшення осідання, внаслідок зростання жорсткості ростверку. Так, при товщині 500 мм осідання в центральній palі зменшились на 10% при кроці 1.5 м, на 21% при 2.0 м та 28% при 2.5 м між palями.

Над питаннями вдосконалення методик розрахунку пальового фундаменту працюють науковці кафедри БМГА ВНТУ. Зокрема у статі [18] відзначено, що перерозподіл навантаження між palями фундаменту залежить від етапу

навантаження і жорсткості ростверку. На початкових етапах завантаження при жорстких ростверках найбільше зусилля сприймають кутові пальі, найменше – центральні, при подальшому збільшенні навантаження і наближенні його до граничного значення виникає перерозподіл зусиль з кутових і крайніх паль до центральної внаслідок вичерпання несучої здатності кутових паль. Для гнучких ростверків навантаження між палями групи спочатку розподіляється рівномірно, а по мірі зростання навантаження найбільше зусилля бере на себе центральна паля.

1.3 Постановка задач і методи досліджень

Численними дослідженнями встановлене, що врахування реального розподілу зусиль між палями та ростверком у складі пального фундаменту забезпечує значний резерв підвищення його несучої здатності [19, 20]. Оцінка такого резерва залежить від виду паль і їх геометричних параметрів, відстані між ними, кількості паль в групі, ступеня піддатливості ґрунтової основи. Але наявні дослідження не дозволяють поки кількісно оцінити несучу здатність фундаменту з урахуванням всіх впливових факторів. Крім того деякі з факторів, що впливають на роботу фундаменту, досліджені явно недостатньо. До таких факторів відноситься жорсткість ростверка стовпчастого пального фундаменту.

Робіт, присвячених питанню впливу жорсткості ростверка на роботу пальної групи надзвичайно мало і вони не дозволяють зробити висновки щодо доцільності збільшення товщини ростверка при проєктуванні стосовно мінімальної товщини, визначеної граничними умовами на продавлювання і зріз.

В разі позитивного впливу збільшення товщини ростверка на реалізацію роботи ростверка або паль в складі фундаменту можна було б рекомендувати при проєктуванні фундаментів застосовувати ростверки підвищеної жорсткості.

В даній роботі ставиться задача дослідити вплив товщини ростверка у сукупності з розмірами плити ростверка (основні параметри, що визначають його жорсткість) на перерозподіл зусиль між елементами пального фундаменту.

Для дослідження буде використовуватись моделювання роботи пальових груп за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР 2024. Програмний комплекс Ліра побудований на методі скінчених елементів і дозволяє створювати неоднорідні масиви ґрунтової основи з довільним характером нашарування ґрунтів.

Для підтвердження або скасування припущення про позитивний вплив збільшення товщини ростверка на реалізацію роботи ростверка або паль в складі фундаменту передбачається:

- опанування програмного комплексу ЛІРА-САПР 2024 для моделювання роботи стовпчастого пальового фундаменту;

- створення розрахункових моделей паль, ростверків та пальових груп з забивних паль у ґрунті;

- планування чисельного експерименту з визначення впливу товщини ростверка та інших геометричних чинників, а також характеристик ґрунту основи на сумісну роботу паль і ростверку у складі пальового фундаменту;

- чисельне моделювання роботи пальових фундаментів та окремих ростверків з різною товщиною ростверка;

- аналіз одержаних результатів, виявлення впливу збільшення товщини ростверка на реалізацію роботи ростверка або паль в складі стовпчастого пальового фундаменту.

2 МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ СТОВПЧАСТИХ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІ З РІЗНОЮ ТОВЩИНОЮ РОСТВЕРКА ЗА ДОПОМОГОЮ ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ ЛІРА-САПР 2024

2.1 Планування математичного моделювання

Розглядалась робота стовпчастих пальових фундаментів з забивних паль під колону. При моделюванні розглядалась лінійна фаза роботи паль і фундаментів.

Серед існуючих можливостей моделювання пальових фундаментів у програмному комплексі «Ліра – САПР» був обраний варіант моделювання паль стержнями, що володіють такими ж характеристиками жорсткості як і палі. Застосовувалась модель багатовузлових стержнів, наведена на рис. 2.1.

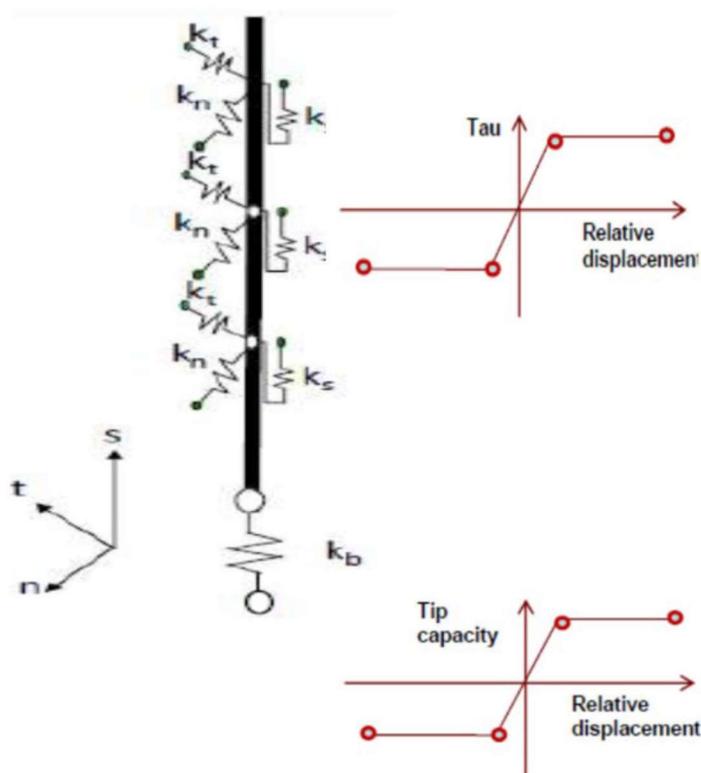


Рисунок 2.1 - Модель багатовузлового стержня

Для моделювання низького ростверку, до його підшви підключались «пружини» (за моделлю Вінклера). Для цього до ростверку вводились коефіцієнти

C1 та C2, кінцеві елементи KE-51 (пружинки). Для визначення коефіцієнтів жорсткості ґрунтової основи використовувалась система "ГРУНТ" програмного комплексу Ліра, в яку заходились характеристики ґрунтів та шляхом ітерацій одержувалась діаграма розподілу тиску під подошвою ростверку.

З'єднання стержнів палі з моделлю ростверка (пластини-оболонки) передбачалося жорстке.

При плануванні дослідження передбачалося варіювання не тільки товщини і розмірів ростверку, а і довжини, кількості паль, характер їх розміщення у ростверку, а також ґрунтових умов (два види однорідного піщаного та глинистого ґрунту з різним ступенем деформівності).

Прийняті параметри палових груп при дослідженні:

- модель пального фундаменту під колону з підколонином розмірами в плані 0,5x0,5 м;
- ростверки товщиною 0,7, 1,0 та 1,3 м;
- забивні палі поперечного перерізу 0,3 x 0,3 м довжиною 3,0 м;
- забивні палі поперечного перерізу 0,3 x 0,3 м довжиною 10,0 м;
- бетон палі і ростверків C20/25 (B25).

Варіювання кількістю паль і розмірами ростверку в плані здійснюється згідно з табл. 2.1.

Характеристики піщаного ґрунту: пісок дрібний, $\gamma = 18,6 \text{ кН/м}^3$, $e = 0,67$, $c = 2 \text{ кПа}$, $\varphi = 32^\circ$, $E = 28 \text{ МПа}$. Характеристики глинистого ґрунту: суглинок, $\gamma = 18,5 \text{ кН/м}^3$, $e = 0,75$, $I_L = 0,25-0,5$, $c = 23 \text{ кПа}$, $\varphi = 21^\circ$, $E = 14 \text{ МПа}$.

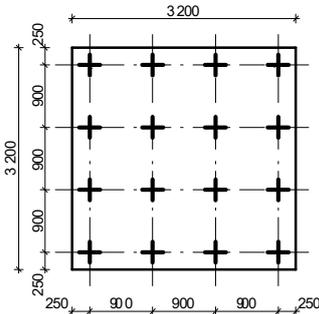
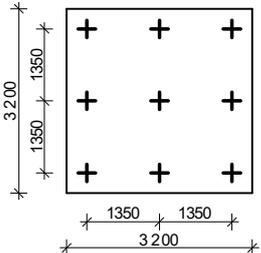
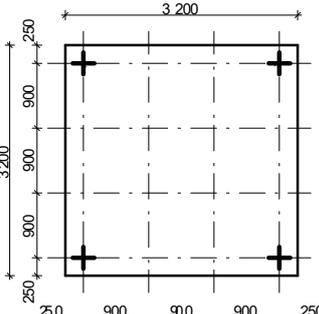
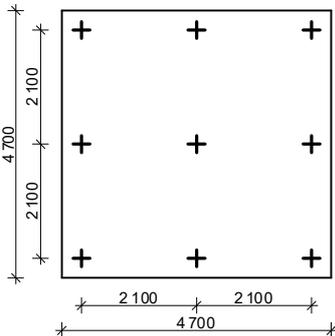
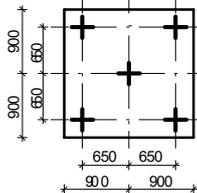
Додатково до програми моделювання включені такі дослідження:

- моделювання роботи одиночних паль довжиною 3 та 10 м у відповідних ґрунтах;
- моделювання роботи ростверків відповідних розмірів як фундаменту мілкового закладання у відповідних ґрунтах.

Результатами роботи програмного комплексу є;

- залежності осідання від навантаження;
- епюри розподілу напружень і переміщень по подошві ростверка,

Таблиця 2.1 – Програма математичного моделювання роботи пальового фундаменту за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР 2024

Група дослідів	Довжина та поперечник палі	Розміщення палі у ростверку
1	$L = 3 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
	$L = 10 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
2	$L = 3 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
	$L = 10 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
3	$L = 3 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
	$L = 10 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
4	$L = 3 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
	$L = 10 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
5	$L = 3 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
	$L = 10 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	

Продовження таблиці 2.1

Група дослідів	Довжина та поперечник палів	Розміщення палів у ростверку
6	$L = 3 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
	$L = 10 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
7	$L = 3 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
	$L = 10 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
8	$L = 3 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
	$L = 10 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	

- розподіл внутрішніх зусиль у плиті ростверку;
- величини зусиль у палях.

Клас бетону забивних палів і ростверків С20/25 (В25).

Для зменшення впливу крайових ефектів на осідання палів розміри змодельованого ґрунтового масиву прийняті в плані 20х20 м, по глибині 20 м.

У програму розподілу зусиль між окремими елементами, що входять у склад стовпчастого пального фундаменту входять такі етапи:

- створення розрахункової моделі пального фундаменту під колону;
- прикладання навантаження до розрахункової моделі пального фундаменту окремими ступенями з фіксацією одержаних деформацій куца в цілому, плити ростверка, зусиль в палях та напружень по підшві ростверка на кожному ступені навантаження;

- побудова залежностей осідання від навантаження для груп пальь;
- побудова залежностей осідання від навантаження для одиночних пальь;
- побудова залежностей осідання від навантаження для плити ростверку без пальь.

2.2 Основні результати моделювання

Програмний комплекс ЛІРА-САПР 2024 дозволяє достатньо коректно моделювати роботу паль в ґрунті в межах діапазону лінійної залежності навантаження-осідання. Це було підтверджене порівнянням результатів моделювання з розрахунками за методикою норм [21]. Для порівняння визначалась величина несучої здатності паль у відповідному ґрунті і залежність осідання від навантаження, побудована за методом умовного фундаменту.

Загальний вигляд побудованих моделей стовпчастого пальового фундаменту зображений на рис. 2.2 та 2.3 (на прикладі групи дослідів 2).



Рисунок 2.2 – Розрахункові моделі стовпчастого пальового фундаменту при довжині паль 10 м



Рисунок 2.3 – Розрахункові моделі стовпчастого пальового фундаменту при довжині паль 3 м

Величина навантаження на моделі збільшувалась до 10000 кН.

На рис. 2.4 – 2.7 для прикладу зображені результати моделювання фундаменту з 9 паль з розмірами ростверка 3,2х3,2 м (група дослідів 2) для паль довжиною 3 м при навантаженні на куш 10000 кН.

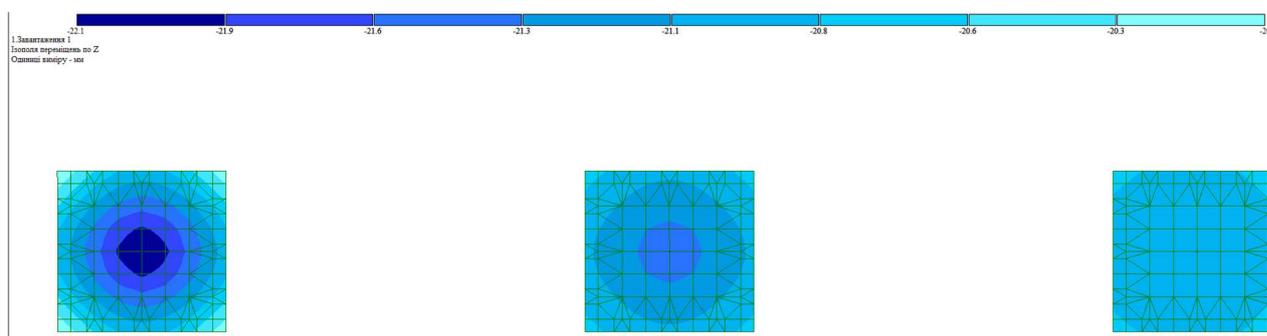


Рисунок 2.4 – Осідання ростверка 3,2х3,2 м (група дослідів 2) при зміні його товщини

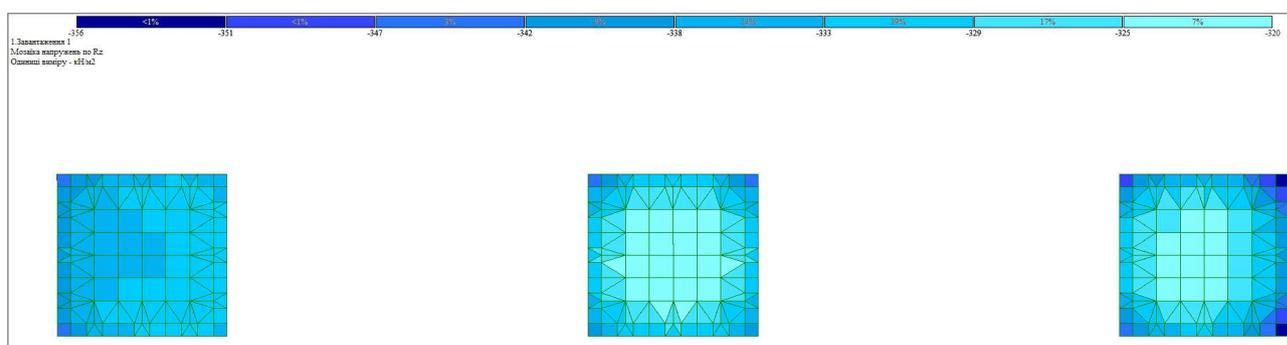


Рисунок 2.5 – Тиск під підшовою ростверка 3,2х3,2 м (група дослідів 2) при зміні його товщини

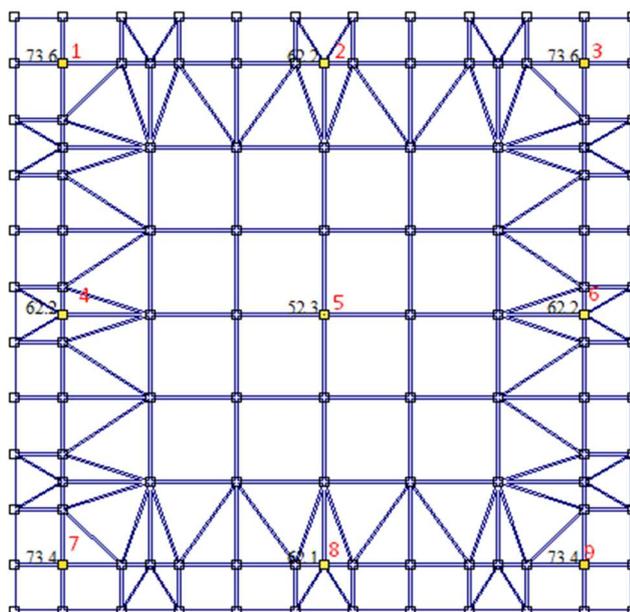


Рисунок 2.6 – Розрахункова модель ростверка для групи дослідів 2 з нумерацією паль

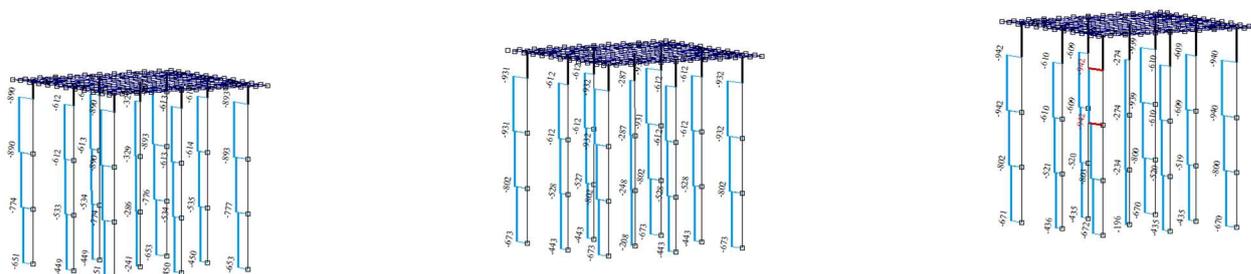


Рисунок 2.7 – Розподіл зусиль між палями для піщаного ґрунту при зміні товщини ростверка 3,2x3,2 м (група дослідів 2)

З рисунків видно, що найбільше осідання спостерігається посередині ростверка, оскільки до нього прикладене зосереджене навантаження від колони. По мірі збільшення товщини ростверка осідання стають більш рівномірними. Відповідно найбільші напруження під подошвою ростверка спостерігаються по його периметру. Тут навпаки при збільшенні товщини ростверка концентрація зусиль стає більш явною. Зусилля між палями розподіляються нерівномірно. При жорстких ростверках найбільші зусилля сприймають кутові палі, найменші –

центральні. При гнучких ростверках найбільші зусилля сприймають центральні палі, найменші – кутові.

На рис. 2.8 наведені кольорові діаграми згинального моменту в ростверках при зміні їх товщини для 1 групи дослідів при навантаженні 10000 кН в піщаному ґрунті для 10 м паль. По мірі збільшення товщини ростверка згинальні моменти в їх тілі зростають.

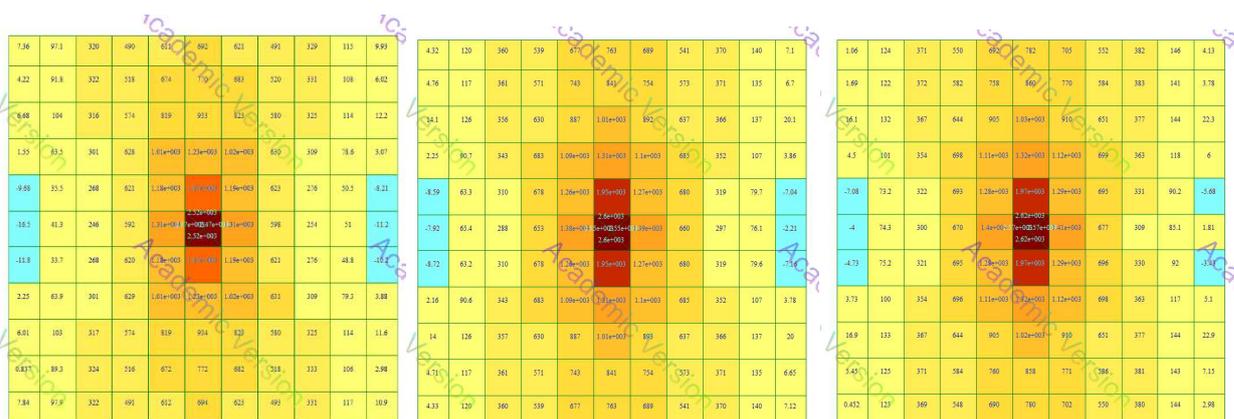


Рисунок 2.8 – Розподіл згинального моменту у плиті ростверку для піщаного ґрунту при зміні товщини ростверка

У таблицях 2.2 – 2.9 наведені результати моделювання для груп дослідів №1 та 4 з розмірами підшви ростверка 3.2x3,2 м та 4,7x4,7 м, які є найбільш гнучкими з досліджених, і де вплив товщини ростверка на зусилля в елементах пального фундаменту найбільш відчутні. Такі таблиці одержані і для всіх інших груп дослідів. В таблицях зафіксовані покрокова зміна навантаження на куц, його осідання, середнього навантаження на палю куца, сумарної реакції підшви ростверка, а також навантажень на характерні палі (кутова, крайня, середня).

За результатами досліджень були побудовані залежності осідання-навантаження для всіх груп дослідів, а також для одиночних палей та ростверків без палей (як плит мілкового закладання). На рис. 2.9 та 2.10 для прикладу наведені такі залежності для фундаментів з найбільш гнучкими ростверками (групи дослідів 4 та 8, ростверки 4,7x4,7 м при товщині 700 мм).

Таблиця 2.2 - Результати моделювання для групи дослідів 1 (палі довжиною 3,0 м, ґрунт глинистий)

Варіант 1 - Глина									
L = 3 м, d = 300 мм									
Навантаження, кН	Ростверк 700 мм			Ростверк 1000 мм			Ростверк 1300 мм		
	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку, кН	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку, кН	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку, кН
1000	4,2	41,525	335,6	4,13	41,75	332	4,09	41,5	336
2000	6,18	60,1	1038,4	6,04	60,275	1035,6	6	60,35	1034,4
3000	10,9	90,1	1558,4	10,7	90,275	1555,6	10,6	90,575	1550,8
4000	14,6	142,95	1712,8	14,3	143,65	1701,6	14,2	143,825	1698,8
6000	22,2	218,6	2502,4	21,8	219,55	2487,2	21,6	219,075	2494,8
8000	32,4	321,1	2862,4	31,9	322,4	2841,6	31,6	321,175	2861,2
10000	41,6	412,225	3404,4	40,9	414,475	3368,4	40,5	412,325	3402,8

Навантаження на палю в ростверку 700 мм			Навантаження на палю в ростверку 1000 мм			Навантаження на палю в ростверку 1300 мм		
1	2	6	1	2	6	1	2	6
73,6	39,1	14,3	76,1	39	12,9	76,4	38,6	12,4
109	56,7	18	112	56,5	16,1	113	56,4	15,6
164	85,4	25,6	168	85,1	22,9	170	85,1	22,1
261	136	38,8	268	136	34,6	270	136	33,3
400	209	56,4	410	209	50,2	412	208	48,3
589	308	79,4	603	308	70,6	605	306	67,7
757	397	97,9	775	398	86,9	776	395	83,3

Таблиця 2.3 - Результати моделювання для групи дослідів 1 (палі довжиною 10,0 м, ґрунт глинистий)

Варіант 1 - Глина									
L = 10 м, d = 300 мм									
Навантаження, кН	Ростверк 700 мм			Ростверк 1000 мм			Ростверк 1300 мм		
	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку, кН	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку, кН	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку, кН
1000	3,03	39,12 5	374	2,99	39,4	369,6	2,94	41,875	330
2000	6,73	65,02 5	959,6	6,68	65,6	950,4	6,54	70,175	877,2
3000	10,7	103,7	1340,8	10,6	104,85	1322,4	10,4	112,75	1196
4000	14,8	143,8	1699,2	14,8	145,55	1671,2	14,4	156,55	1495,2
6000	23,6	229,5	2328	23,5	233,125	2270	23	250,55	1991,2
8000	32,3	315	2960	32,3	320	2880	31,6	344,575	2486,8
1000 0	41,5	404,5	3528	41,5	411	3424	40,5	442,25	2924

Навантаження на палю в ростверку 700 мм			Навантаження на палю в ростверку 1000 мм			Навантаження на палю в ростверку 1300 мм		
1	2	6	1	2	6	1	2	6
60,7	40,4	15	65,7	39,9	12,1	70,6	43	10,9
102	66,6	24,9	110	66,1	20,2	119	71,8	18,1
163	106	39,8	177	105	32,4	192	115	29
228	146	55,2	247	145	45,2	268	159	40,2
366	232	88	396	232	72,5	430	254	64,2
505	317	121	546	317	100	592	349	88,3
651	406	155	703	406	129	762	447	113

Таблиця 2.5 - Результати моделювання для групи дослідів 1 (палі довжиною 10,0 м, ґрунт піщаний)

Варіант 1 - Пісок									
L = 10 м, d = 300 мм									
Навантаження, кН	Ростверк 700 мм			Ростверк 1000 мм			Ростверк 1300 мм		
	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку, кН	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку, кН	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку, кН
1000	2,23	42,125	326	2,19	41,1975	340,84	2,13	42,23	324,32
2000	3,57	63,15	989,6	3,47	64,075	974,8	3,39	66,8	931,2
3000	5,81	103,625	1342	5,68	105,45	1312,8	5,53	110,85	1226,4
4000	7,99	143,125	1710	7,82	145,825	1666,8	7,62	153,2	1548,8
6000	12,7	228,7	2340,8	12,5	233,05	2271,2	12,1	246,125	2062
8000	17,4	314,5	2968	17,1	320,7	2868,8	16,6	338,325	2586,8
10000	22,2	404	3536	21,9	411	3424	21,3	434,75	3044

Навантаження на палю в ростверку 700 мм			Навантаження на палю в ростверку 1000 мм			Навантаження на палю в ростверку 1300 мм		
1	2	6	1	2	6	1	2	6
78,7	39,7	10,4	75,9	39,9	9,09	78,4	40,9	8,72
110	62,6	17,4	116	62,7	14,9	122	65,5	14,2
176	104	30,5	188	104	25,8	199	110	24,4
238	145	44,5	256	145	37,3	272	153	34,8
374	233	74,8	404	233	62,2	431	248	57,5
507	322	107	550	322	88,8	586	343	81,3
642	415	144	698	414	118	746	443	107

Таблиця 2.6 - Результати моделювання для групи дослідів 4 (палі довжиною 3,0 м, ґрунт глинистий)

Варіант 4 - Глина									
L = 3 м, d = 300 мм									
Навантаження, кН	Ростверк 700 мм			Ростверк 1000 мм			Ростверк 1300 мм		
	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Умарна реакція підшві росту, кН	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Умарна реакція підшві росту, кН	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Умарна реакція підшві росту, кН
1000	2,8	62,88889	434	2,67	63,57778	427,8	2,59	62,66667	436
2000	3,81	79,73333	1282,4	3,55	80,97778	1271,2	3,47	81,47778	1266,7
3000	6,8	119,4444	1925	6,38	121,5556	1906	6,21	122,1111	1901
4000	9,07	196	2236	8,5	197,8889	2219	8,29	197,2222	2225
6000	14,1	307,2222	3235	13,3	310,3333	3207	12,9	309,2222	3217
8000	21,4	476,7778	3709	20,3	482	3662	19,8	476,6667	3710
10000	27,7	620,3333	4417	26,4	627,4444	4353	25,6	619,3333	4426

Навантаження								
на палю в ростверку 700 мм			Навантаження на палю в ростверку 1000 мм			Навантаження на палю в ростверку 1300 мм		
1	2	5	1	2	5	1	2	5
63,3	62	64,8	66,6	61,6	59,4	66,4	60,4	56,8
79,5	78,9	84	84,6	78,6	76	86,3	78,6	73,7
119	118	127	127	118	114	129	118	111
196	194	204	207	192	185	209	190	179
309	303	317	325	301	289	328	298	279
483	469	483	507	466	446	506	459	430
631	609	623	660	607	579	658	596	558

Таблиця 2.7 - Результати моделювання для групи дослідів 4 (палі довжиною 10,0 м, ґрунт глинистий)

Варіант 4 - Глина									
L = 10 м, d = 300 мм									
Навантаження, кН	Ростверк 700 мм			Ростверк 1000 мм			Ростверк 1300 мм		
	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку,	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку,	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку,
1000	1,98	50,27778	547,5	1,88	51,18889	539,3	1,81	56,6	490,6
2000	4,34	74,77778	1327	4,13	76,28889	1313,4	3,95	85,27778	1232,5
3000	7,2	125,7778	1868	6,91	128,7778	1841	6,59	143,6667	1707
4000	10,2	179,8889	2381	9,81	184	2344	9,34	205,1111	2154
6000	16,7	299,8889	3301	16,2	307,6667	3231	15,4	339,8889	2941
8000	23,3	422,3333	4199	22,7	433,4444	4099	21,5	477,6667	3701
10000	30,1	551,5556	5036	29,6	579,4444	4785	28	622,4444	4398

Навантаження на палю в ростверку 700 мм									Навантаження на палю в ростверку 1000 мм			Навантаження на палю в ростверку 1300 мм		
1	2	5	1	2	5	1	2	5						
44,9	50,5	70,9	54,4	48,1	50,7	62,7	54,1	42,2						
67,7	74,8	103	81,8	71,3	74,2	95,1	81,4	61,5						
116	125	168	139	120	123	161	137	101						
169	178	231	201	170	172	231	195	142						
287	295	371	339	283	281	385	322	231						
412	412	505	482	396	389	544	451	319						
547	534	640	634	545	499	712	586	410						

Таблиця 2.8 - Результати моделювання для групи дослідів 4 (палі довжиною 3,0 м, ґрунт піщаний)

Варіант 4 - Пісок									
L = 3 м, d = 300 мм									
Навантаження, кН	Ростверк 700 мм			Ростверк 1000 мм			Ростверк 1300 мм		
	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку,	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку,	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку,
1000	1,57	61,47778	446,7	1,45	62,81111	434,7	1,39	62,11111	441
2000	3,14	123,2222	891	2,9	126	866	2,78	124,4444	880
3000	4,71	184,5556	1339	4,35	188,2222	1306	4,17	186,2222	1324
4000	5,13	245,5556	1790	4,57	251	1741	4,4	248,1111	1767
6000	8,88	280,1111	3479	8,11	283,5556	3448	7,77	285	3435
8000	11,8	454,5556	3909	10,8	462,2222	3840	10,4	458,3333	3875
10000	15,8	567,7778	4890	14,5	578,2222	4796	13,9	573,2222	4841

Навантаження на палю в ростверку 700 мм									Навантаження на палю в ростверку 1000 мм			Навантаження на палю в ростверку 1300 мм		
1	2	5	1	2	5	1	2	5						
59,9	61,8	66,5	64,3	61,8	60,9	64,5	60,7	58,2						
120	124	133	129	124	122	130	121	116						
179	185	205	194	184	182	196	180	172						
238	246	274	259	245	243	261	240	229						
265	283	329	290	278	280	299	276	265						
436	457	519	475	452	452	481	444	425						
546	570	646	595	565	564	602	555	531						

Таблиця 2.9 - Результати моделювання для групи дослідів 4 (пали довжиною 10,0 м, ґрунт піщаний)

Варіант 4 - Пісок									
L = 10 м, d = 300 мм									
Навантаження, кН	Ростверк 700 мм			Ростверк 1000 мм			Ростверк 1300 мм		
	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку, кН	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку, кН	Осідання, мм	Середнє навантаження палі, кН	Сумарна реакція підшви ростверку, кН
1000	1,68	54,3555	510,8	1,59	55,5667	499,9	1,49	58,35556	474,8
2000	2,52	72,9889	1343,1	2,29	74,9333	1325,6	2,16	81,5	1266,5
3000	4,14	123,333	1890	3,82	127,444	1853	3,61	139	1749
4000	5,83	176,444	2412	5,41	181,667	2365	5,1	198,333	2215
6000	9,49	294,444	3350	8,9	304,222	3262	8,37	331,333	3018
8000	13,2	415,111	4264	12,5	428,667	4142	11,7	465,889	3807
10000	17,1	542,333	5119	16,2	560,667	4954	15,2	608,444	4524

Навантаження на палю в ростверку 700 мм									Навантаження на палю в ростверку 1000 мм			Навантаження на палю в ростверку 1300 мм		
1	2	5	1	2	5	1	2	5						
53,2	53,9	60,8	58,5	53,5	52,1	62,7	56,3	49,2						
67,3	73,5	93,7	78	72,3	73,2	87,7	79	66,7						
110	125	170	132	123	127	150	135	111						
155	179	252	188	175	183	215	192	157						
258	299	422	317	291	306	361	320	258						
366	420	592	449	408	430	510	449	357						
482	547	765	591	531	558	669	585	460						

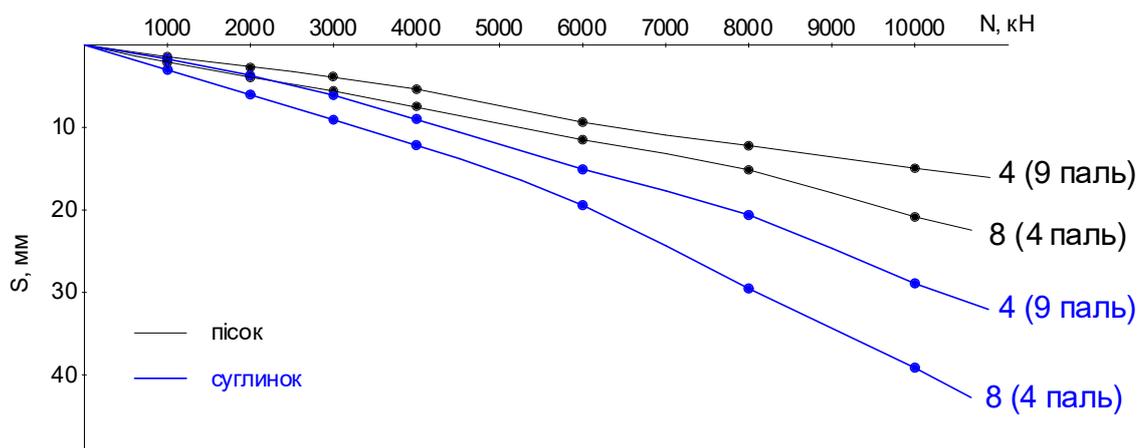


Рисунок 2.9 – Залежність осідання від навантаження для пильових фундаментів за групами дослідів 4 та 8 при товщині ростверка 700 мм і довжині пиль 3 м

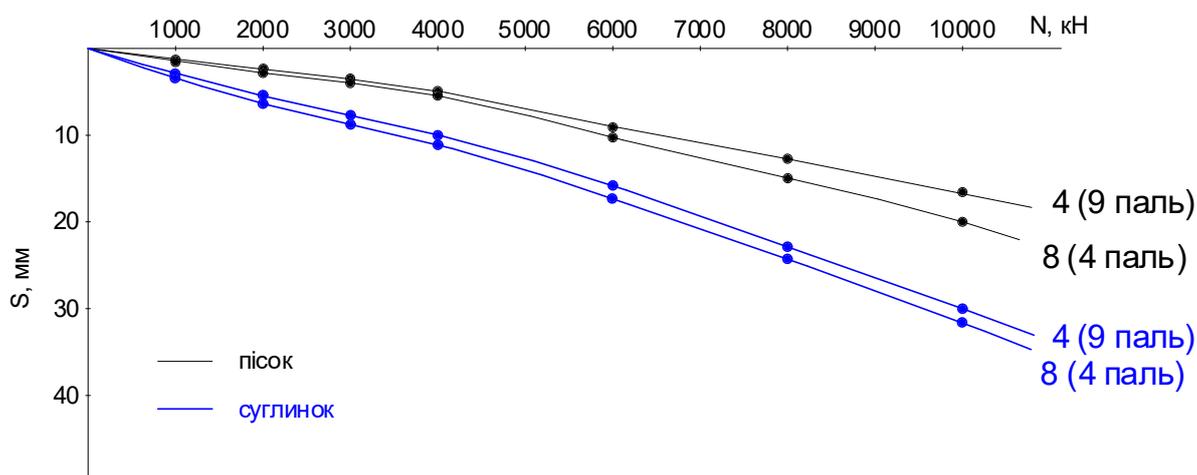


Рисунок 2.10 – Залежність осідання від навантаження для пильових фундаментів за групами дослідів 4 та 8 при товщині ростверка 700 мм і довжині пиль 10 м

Оскільки при моделюванні прийнята лінійна модель напруженого стану, то залежності мають лінійний характер. При лінійних залежностях осідання від навантаження для фіксації несучої здатності пиль, ростверків, пильових фундаментів та їх елементів необхідно обрати критерій їх визначення. Зазвичай таким критерієм є фіксоване значення вертикального переміщення (осідання). Для прикладу можна навести визначення несучої здатності пиль за результатами пильових статичних випробувань.

Для вибору такого критерія були проведені розрахунки розвитку осідань паль, паливових фундаментів, ростверків як окремих плит, та несучої здатності паль за методиками, запропонованими нормами [21] для ґрунтів, прийнятих при моделюванні. У таблиці 2.10 наведені деякі результати цих розрахунків.

Таблиця 2.10 – До вибору критерію ізначення несучої здатності паль

Довжина палі	Несуча здатність палі за нормами, кН	Відповідне осідання за нормами, мм	Несуча здатність палі за нормами, кН	Відповідне осідання за нормами, мм	Навантаження на палю, кН	Осідання, мм	Навантаження на палю, кН	Осідання, мм
	Пісок		Глинистий ґрунт		Пісок		Глинистий ґрунт	
3 м	274	7	237	16	540	8	270	8
10 м	671	5,5	575	13	970	8	520	8

Для групи паль і ростверку в якості критерія несучої здатності прийняте осідання 15 мм, для одиночної палі - 8 мм.

При аналізі напружено-деформованого стану куща крім параметрів, наведених у таблицях 2.2 – 2.9, визначались також:

- частка ростверку у загальному навантаженні на кущ;
- ступінь реалізації несучої здатності паль (частка, яку складає осереджене навантаження на палю фундаменту від несучої здатності одиночної палі);
- ступінь реалізації несучої здатності ростверка (частка, яку складає навантаження на ростверк у складі фундаменту, до навантаження, яке сприймає ростверк як фундамент мілкового закладання при такому ж значенні осідання).

Для прикладу на рис. 2.11 – 2.14 наведені залежності досліджуваних параметрів від кількості паль у групі для фундаментів з найбільш гнучкими ростверками (групи дослідів 4 та 8, ростверки 4,7x4,7 м при товщині 700 мм).

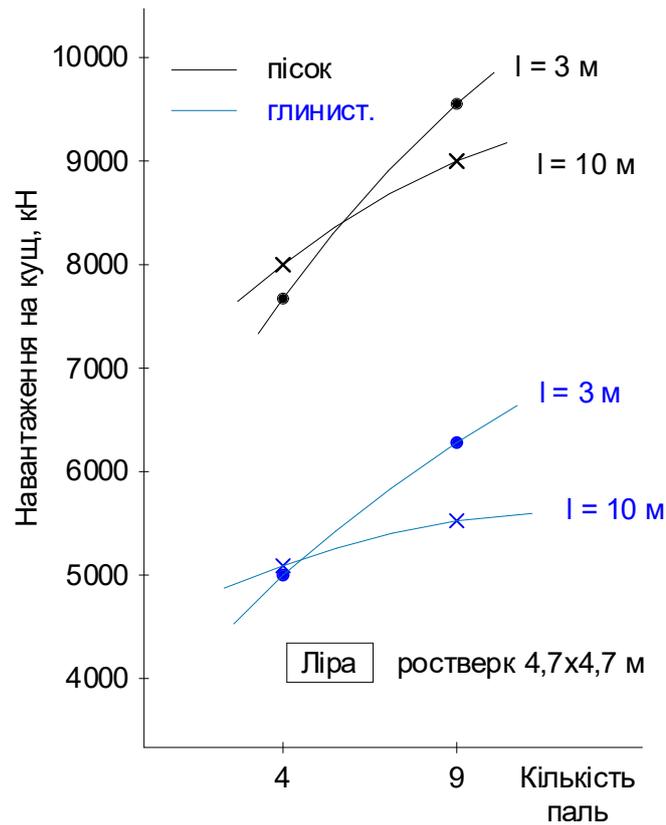


Рисунок 2.11 – Залежність навантаження на куц від кількості палъ у ростверку для групи дослідів 4 та 8

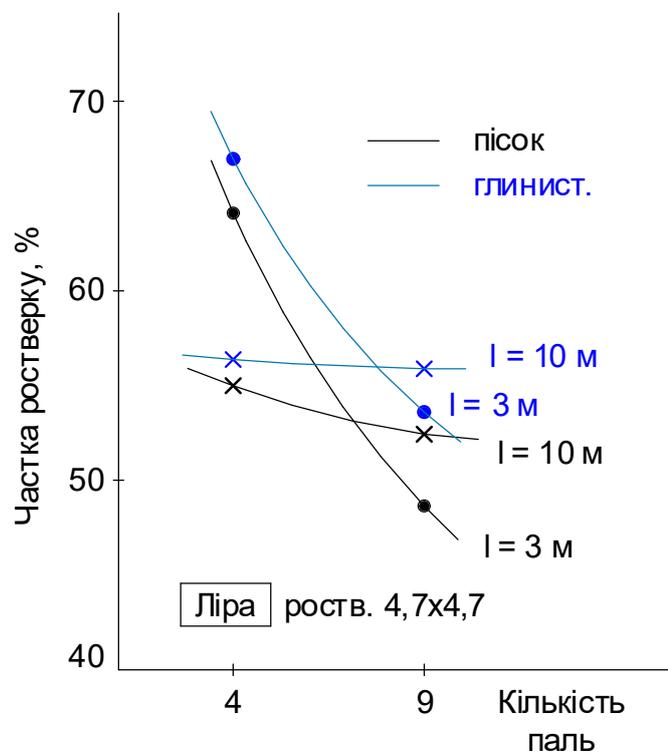


Рисунок 2.12 – Залежність частки ростверку у навантаженні на куц від кількості палъ у ростверку для групи дослідів 4 та 8

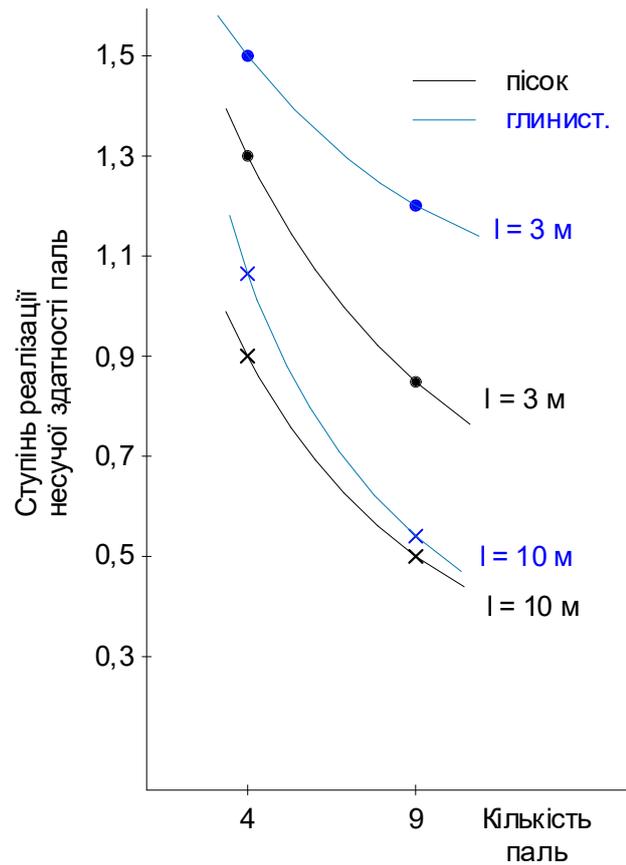


Рисунок 2.13 – Залежність ступеню реалізації несучої здатності паль при роботі в кущі від кількості паль у ростверку для групи дослідів 4 та 8

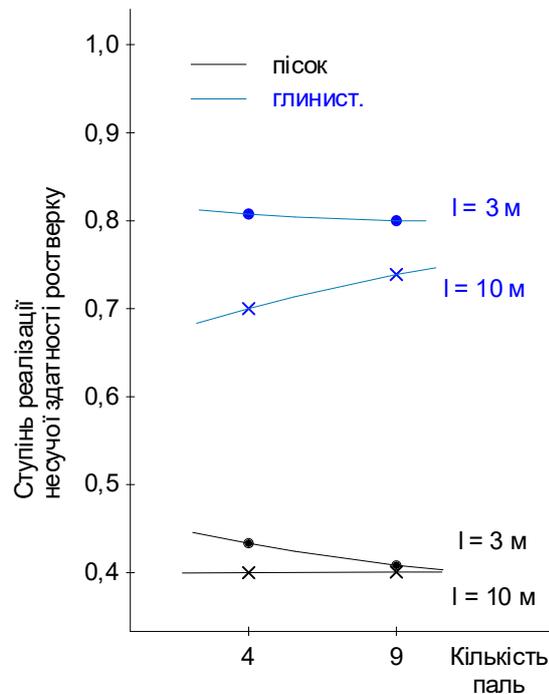


Рисунок 2.14 – Залежність ступеню реалізації несучої здатності паль при роботі в кущі від кількості паль у ростверку для групи дослідів 4 та 8

Висновки за розділом 2

1. Складена програма досліджень роботи стовпчастих пальових фундаментів у програмному комплексі ЛІРА-САПР 2024. Обрані параметри для варіювання, у склад яких крім товщини ростверку і його розмірів в плані, що визначають його жорсткість, увійшли довжина і крок паль, їх розміщення у ростверку, вид ґрунтової основи.

2. Виконане математичне моделювання стовпчастих пальових фундаментів у програмному комплексі ЛІРА-САПР 2024, результатами якого є зміна осідання при покроковому навантаженні, зміна зусиль в палях групи, реакції під подошвою ростверка і їх розподіл по площі ростверка. Результати одержані для двох видів ґрунтового середовища.

3. Одержані також діаграми внутрішніх зусиль у тілі ростверків при зміні їх товщини.

3 РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕННЯ

При обробці результатів дослідження були визначені навантаження на фундамент, реакція ростверка, зусилля в палях групи при деформації відповідно 15 та 8 мм. Визначались також частка ростверку у навантаженні на фундамент, ступені реалізації несучої здатності паль і ростверка.

За результатами розрахунків складені таблиці 3.1 та 3.2.

За матеріалами таблиць можна проаналізувати розподіл зусиль між палями і ростверком при різних значеннях жорсткості ростверка, а також розподіл зусиль між палями групи в залежності від жорсткості ростверка.

3.1 Вплив жорсткості ростверка на несучу здатність фундаменту і розподіл зусиль між елементами пального фундаменту

В дослідженні фігурують 4 варіанти розмірів ростверків:

- 4,7x4,7 м (групи дослідів 4 та 8);
- 3,2x3,2 м (групи дослідів 1 – 3);
- 1,8x1,8 м (групи дослідів 5 та 6);
- 1,4x1,4 м (група дослідів 7).

З таблиць 3.1 та 3.2 можна побачити, що збільшення товщини ростверка призводить до незначного збільшення несучої здатності фундаменту для ростверків великих розмірів (4,7x4,7 м та 3,2x3,2 м) і практично не впливає на несучу здатність малих ростверків (1,8x1,8 м та 1,4x1,4 м).

На рис. 3.1 наведена залежність відсотка збільшення навантаження на куш (при сталому значенні осідання 15 мм) при зміні товщини ростверка з 700 мм до 1300 мм для паль різної довжини в різних ґрунтах. Жорсткість ростверка характеризується співвідношенням ширини квадратного ростверка до його початкової товщини 700 мм (B/h).

Таблиця 3.1 - Робота пальового фундаменту у піщаному ґрунті при осіданні куша $s = 15,0$ мм

Довжина палів, мм	№ схеми	Розміри ростверка м	Кількість палів в	Несуча здатність однієї палі, кН	Навантаження, що сприймається плитою ростверку без палів, кН	Осереднє навантаження на палю фундаменту, кН			Навантаження на куті палю, кН			Навантаження на крайню палю, кН			Навантаження на середню палю, кН			Навантаження, що сприймається ростверком кН		
						h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм
3 м	1	3,2×3,2	16	540	5070	265,8	279,2	282,9	450,7	491,8	503,5	250,7	260,2	262,7	110,9	104,4	102,8	2817	2850	2873
	2	3,2×3,2	9		5309	451,6	465,6	474,6	565,4	598,7	615	393	396,7	402	231,1	208,3	203	2836	2833,2	2871,8
	3	3,2×3,2	4		5312	748,0	775	797,5	748	775	797,5	-	-	-	-	-	-	2842	2900	2932,6
	4	4,7×4,7	9		11040	545,0	598,2	618,6	524	589,4	697	571	584	608,5	577,8	573,9	573	4694	4959	5223
	5	1,8×1,8	5		1469	422,0	424,1	424,7	460	463	464,2	-	-	-	271	268	266,8	1303	1303	1307
	6	1,8×1,8	4		1466	526,6	529,7	530,8	526,6	529,7	530,8	-	-	-	-	-	-	1300	1305	1307,8
	7	1,4×1,4	4		866	457,6	457,8	460,2	457,6	457,8	460,2	-	-	-	-	-	-	966	965,1	970,3
	8	4,7×4,7	4		11040	696,0	800,7	822,3	696,3	800,7	822,3	-	-	-	-	-	-	4906	5051,8	5211
10 м	1	3,2×3,2	16	970	5180	270,7	280,7	305,5	439,1	483,4	530,9	276,6	281,4	309,2	90,6	76,7	72,8	2648	2596	2400
	2	3,2×3,2	9		5307	455,0	470,8	504,5	528,2	575,5	621,4	430,6	431,2	465,4	260,7	210,2	193,3	2624	2579,3	2438,2
	3	3,2×3,2	4		5312	877,0	923,3	981,5	877	923,3	981,5	-	-	-	-	-	-	2636	2602,9	2574
	4	4,7×4,7	9		11029	474,0	517,9	600,3	419,5	478,6	671,8	544,9	491,1	516,5	660	576	454	4659	4690,7	4482
	5	1,8×1,8	5		1468	671,0	675,9	688,4	759,2	767,7	785	-	-	-	318,8	308,6	301,8	1110	1086,4	1058,3
	6	1,8×1,8	4		1468	823,0	822	836,3	823	822	836,3	-	-	-	-	-	-	1080	1112	1087,2
	7	1,4×1,4	4		864	769,4	766,6	775,6	769,4	766,6	775,6	-	-	-	-	-	-	722	733,6	722,6
	8	4,7×4,7	4		11030	900,0	993,2	1118,7	900	993,2	1118,7	-	-	-	-	-	-	4400	4646,2	4682,9

Продовження таблиці 3.1

Довжина палі, мм	№ схеми	Розміри ростверка, м	Кількість палі в кущі, шт	Несуча здатність одиночної палі, кН	Навантаження, що сприймається плитою ростверку без палі, кН	Навантаження на кущ, кН				Частка ростверку, %			Ступінь реалізації несучої здатності палі			Ступінь реалізації несучої здатності ростверку		
						h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	Відсоток збільшен навантаження на к	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм
3 м	1	3,2×3,2	16	540	5070	7070	7317	7400	4,7	39,8	38,5	38,8	0,492	0,517	0,524	0,556	0,562	0,567
	2	3,2×3,2	9		5309	6900	7023,3	7142,9	3,5	41,1	40,3	40,2	0,836	0,858	0,879	0,534	0,534	0,541
	3	3,2×3,2	4		5312	5834	6000	6122,4	4,9	47,0	48,3	47,9	1,39	1,43	1,48	0,47	0,546	0,552
	4	4,7×4,7	9		11040	9600	10340	10790	12,4	48,9	48,0	48,4	1,01	1,11	1,14	0,425	0,449	0,473
	5	1,8×1,8	5		1469	3414	3424	3431	0,5	38,2	38,0	38,2	0,781	0,785	0,786	0,887	0,887	0,890
	6	1,8×1,8	4		1466	3407	3423,7	3431	0,7	38,2	38,1	38,1	0,976	0,981	0,983	0,877	0,890	0,892
	7	1,4×1,4	4		866	2796	2796	2811	0,5	34,5	34,5	34,5	0,846	0,848	0,852	1,11	1,114	1,12
	8	4,7×4,7	4		11040	7690	8254,5	8500	10,5	63,8	61,2	61,3	1,29	1,48	1,52	0,445	0,458	0,472
10 м	1	3,2×3,2	16	970	5180	6980	7087	7289	4,4	37,9	36,6	32,9	0,279	0,289	0,315	0,511	0,501	0,463
	2	3,2×3,2	9		5307	6720	6816,3	6978,7	3,8	39,0	37,8	34,9	0,469	0,485	0,52	0,494	0,486	0,459
	3	3,2×3,2	4		5312	6145	6296,3	6500	5,8	42,9	41,3	39,6	0,904	0,951	1,010	0,496	0,490	0,485
	4	4,7×4,7	9		11029	8923	9351	9885	10,8	52,2	50,1	45,3	0,489	0,534	0,619	0,422	0,425	0,406
	5	1,8×1,8	5		1468	4466	4466	4500	0,7	24,9	24,3	23,5	0,692	0,697	0,710	0,756	0,740	0,721
	6	1,8×1,8	4		1468	4373	4400	4432	1,3	24,7	25,3	24,5	0,848	0,847	0,862	0,736	0,757	0,741
	7	1,4×1,4	4		864	3800	3800	3825	0,6	19,0	19,3	18,9	0,794	0,790	0,800	0,836	0,849	0,836
	8	4,7×4,7	4		11030	8000	8619	9157,9	14,5	55,0	53,9	51,1	0,926	1,020	1,153	0,399	0,421	0,425

Таблиця 3.2 - Робота пальового фундаменту у глинистому ґрунті при осіданні куща $s = 15,0$ мм

Довжина палів, мм	№ схеми	Розміри ростверка м	Кількість палів в	Несуча здатність однієї палі, кН	Навантаження, що сприймається плитою ростверку без палів, кН	Осереднє навантаження на палю фундаменту, кН			Навантаження на кутів палю, кН			Навантаження на крайні палю, кН			Навантаження на середню палю, кН			Навантаження, що сприймається ростверком, кН		
						h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм
3 м	1	3,2×3,2	16	270	1736	147,0	150,7	152	268,3	281,2	285,4	139,8	142,8	143,8	39,7	36,0	34,9	1754	1774,9	1784,8
	2	3,2×3,2	9		1739	248,0	256	256,9	321,8	337,5	339,9	212,9	216,9	217,4	96,2	86,4	83	1739	1747,5	1766
	3	3,2×3,2	4		1759	404,8	421,9	429,2	404,8	421,9	429,2	-	-	-	-	-	-	1835	1836,4	1841,4
	4	4,7×4,7	9		4086	328,0	352	360,2	330,5	369,2	382,2	323,5	341,1	347	337,5	327,1	324,9	3293	3317,5	3367
	5	1,8×1,8	5		654	230,0	231	231,6	262,9	264,6	265,6	98,8	96,3	95,7	-	-	-	781	792,5	789,5
	6	1,8×1,8	4		654	287,3	286,4	287,4	287,3	286,4	287,4	-	-	-	-	-	-	781	784,5	781,3
	7	1,4×1,4	4		414	235,0	235,5	236,5	235	235,5	236,5	-	-	-	-	-	-	358	359,4	363,3
	8	4,7×4,7	4		4089	406,9	446	458,4	406,9	446	458,4	-	-	-	-	-	-	3329	3446,8	3531,4
10 м	1	3,2×3,2	16	520	1743	146,0	147,6	163,1	231,1	250,4	279,3	148	147	165,6	55,9	45,8	41,9	1713	1685	1529,8
	2	3,2×3,2	9		1735	246,0	251,5	271,4	281,4	302,8	330	232,8	230,4	252	161,7	130,3	115	1689	1666,8	1557
	3	3,2×3,2	4		1739	527,8	519,4	545,2	527,8	519,4	545,2	-	-	-	-	-	-	1584	1639,2	1619,2
	4	4,7×4,7	9		4086	268,0	284,4	331,1	256,1	313,1	374,8	264,4	261,8	313,6	334,4	260,5	225,1	3060	3064,4	2889
	5	1,8×1,8	5		652	366,0	361,7	369	406,9	402,7	413,6	203	197,9	190,4	-	-	-	646	661,2	647,5
	6	1,8×1,8	4		653	445,0	441,1	448,4	445	441,1	448,4	-	-	-	-	-	-	659	674,9	660,7
	7	1,4×1,4	4		397	413,4	411,3	413,4	413,4	411,3	413,4	-	-	-	-	-	-	437	445,8	437,5
	8	4,7×4,7	4		4090	557,0	572,8	637,8	557,0	572,8	637,8	-	-	-	-	-	-	2870	3013,2	2990

Продовження таблиці 3.2

Довжина палі, мм	№ схеми	Розміри ростверка,	Кількість палі в куді шт	Несуча здатність одиначної палі, кН	Навантаження, що сприймається плитою ростверку без палі, кН	Навантаження на кущ, кН				Частка ростверку, %			Ступінь реалізації несучої здатності палі			Ступінь реалізації несучої здатності ростверку		
						h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	Відсоток збільшення навантаження на	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм	h=700 мм	h=1000 мм	h=1300 мм
3 м	1	3,2×3,2	16	270	1736	4100	4187	4216,2	2,8	42,8	42,4	42,3	0,544	0,558	0,563	1,01	1,022	1,028
	2	3,2×3,2	9		1739	3973	4051,3	4078	2,6	43,8	43,1	43,3	0,919	0,948	0,951	1,0	1,005	1,016
	3	3,2×3,2	4		1759	3455	3523,8	3558,1	3,0	50,9	52,1	51,8	1,50	1,56	1,59	1,04	1,044	1,047
	4	4,7×4,7	9		4086	6245	6485,7	6608,7	5,8	52,7	51,2	50,9	1,21	1,304	1,334	0,806	0,812	0,824
	5	1,8×1,8	5		654	1931	1947	1947,6	0,86	40,5	40,7	40,5	0,852	0,856	0,858	1,19	1,212	1,207
	6	1,8×1,8	4		654	1930	1930	1931	0,05	40,5	40,6	40,5	1,06	1,06	1,064	1,19	1,200	1,195
	7	1,4×1,4	4		414	1298	1301,2	1309,5	0,9	27,6	27,7	27,7	0,87	0,872	0,876	0,865	0,868	0,878
	8	4,7×4,7	4		4089	4957	5230,8	5365,1	8,2	67,2	65,9	65,8	1,51	1,65	1,698	0,814	0,843	0,864
10 м	1	3,2×3,2	16	520	1743	4045	4046	4140	2,3	42,3	41,6	37,0	0,281	0,284	0,314	0,983	0,967	0,878
	2	3,2×3,2	9		1735	3907	3930	4000	2,4	43,2	42,4	38,9	0,473	0,484	0,522	0,973	0,961	0,897
	3	3,2×3,2	4		1739	3696	3717	3800	2,8	42,9	44,1	42,6	1,01	0,999	1,048	0,911	9,943	0,931
	4	4,7×4,7	9		4086	5477	5624,4	5868	7,1	55,9	54,5	49,2	0,515	0,547	0,637	0,749	0,750	0,931
	5	1,8×1,8	5		652	2477	2470	2492,3	0,6	26,1	26,8	26,0	0,704	0,696	0,710	0,991	1,014	0,993
	6	1,8×1,8	4		653	2439	2439	2454,5	0,6	27,0	27,7	26,9	0,856	0,848	0,862	1,01	1,033	1,012
	7	1,4×1,4	4		397	2091	2091	2091	0	20,9	21,3	20,9	0,794	0,791	0,795	1,1	1,123	1,102
	8	4,7×4,7	4		4090	5099	5304,3	5541,3	8,7	56,3	56,8	54,0	1,07	1,101	1,226	0,702	0,737	0,731

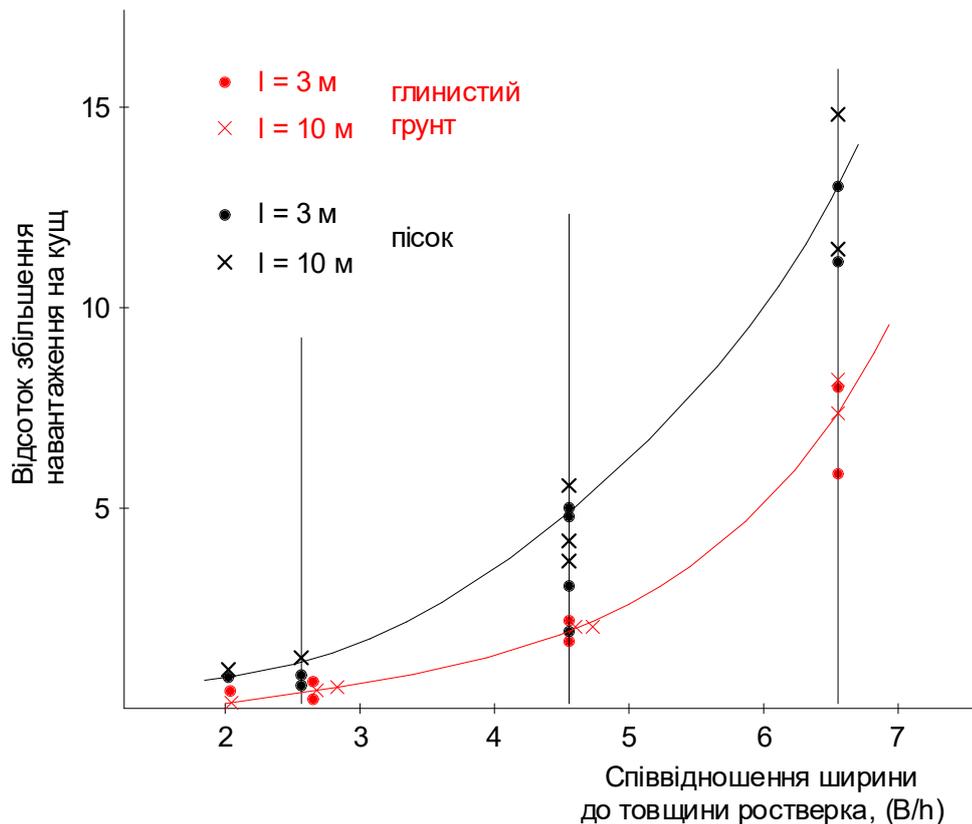


Рисунок 3.1 - Залежність відсотка збільшення навантаження на куці при зміні товщини ростверка з 700 мм до 1300 мм для паль різної довжини в різних грунтах

Як бачимо, для малих (жорстких) ростверків збільшення товщини практично не впливає на навантаження, яке він може сприймати, для ростверків з показником початкової жорсткості $3,2/0,7 = 4,57$ підвищення несучої здатності знаходиться в межах 3,5 – 5,7% для піщаних ґрунтів і 2,5 – 3,0% для глинистих ґрунтів, що теж не є суттєвим і не призведе до економічного ефекту, оскільки збільшення товщини в таких же межах збільшує вартість конструкції.

Для ростверків з показником початкової жорсткості $B/h = 4,7/0,7 = 6,7$ підвищення несучої здатності знаходиться в межах 10,5 – 14,5% для піщаних ґрунтів і 5,7 – 8,7% для глинистих ґрунтів.

Довжина паль у куці практично не чинить впливу на процес підвищення несучої здатності при збільшенні товщини ростверка.

Ростверки з великим показником початкової жорсткості (гнучкі) в практиці проектування фундаментів рекомендуються для куців з кількістю паль більше 10

штук. Але виходячи з результатів проведених раніше досліджень [19, 20], підтверджених проведеними в цій роботі дослідженнями моделюванням в програмному комплексі Ліра, ефективними є фундаменти з розрідженим розміщенням паль у ростверках підвищеної площі (рис. 2.11 – 2.14). В цьому випадку доцільним може бути збільшення товщини ростверка у порівнянні з необхідною мінімальною товщиною, обґрунтованою міцністю тіла ростверка на продавлювання підколонию або колоною і його здатністю сприймати поперечні сили.

Варіювання товщиною ростверка для покращення ефективності використання паль можна рекомендувати при початковому показникові жорсткості $B/h > 6$.

На рис. 3.2, 3.3 показаний вплив окремо ростверку і паль у складі фундаменту з 16 паль з ростверком 4,7x4,7 м на загальне збільшення несучої здатності куца при збільшенні товщини ростверка.

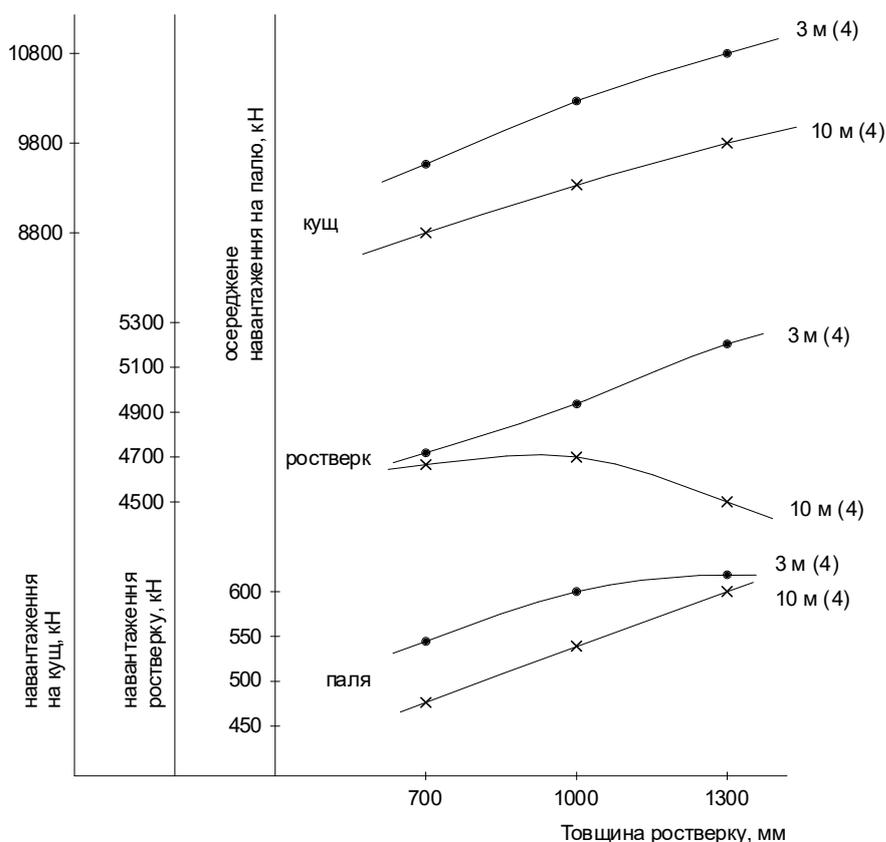


Рисунок 3.2 - Вплив ростверку і паль у складі фундаменту з 9 паль з ростверком 4,7x4,7 м (група дослідів 4) на загальне збільшення несучої здатності куца при збільшенні товщини ростверка у піщаному ґрунті

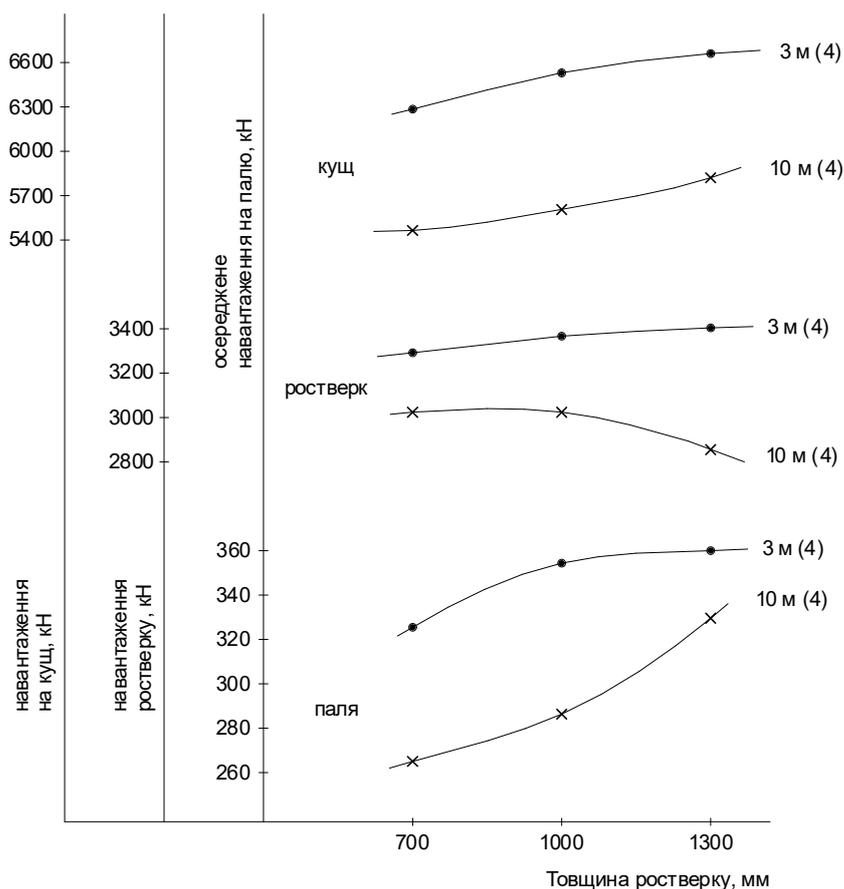


Рисунок 3.3 - Вплив ростверку і паль у складі фундаменту з 9 паль з ростверком 4,7x4,7 м (група дослідів 4) на загальне збільшення несучої здатності куца при збільшенні товщини ростверку у глинистому ґрунті

Як бачимо збільшення несучої здатності фундаменту відбувається за рахунок збільшення навантаження, яке беруть на себе палі, при цьому реакція ростверка збільшується несуттєво, особливо в глинистому ґрунті, або навіть зменшується для паль довжиною 10 м. Це підтверджується даними табл. 3.1 і 3.2, з яких видно, що частка ростверку при збільшенні його товщини практично не змінюється або зменшується для всіх груп дослідів (зокрема групи дослідів 8) і обох досліджуваних видів ґрунту. Це стосується і ступеню реалізації несучої здатності ростверків. Водночас ступень реалізації несучої здатності паль зростає. Таким чином збільшення жорсткості підвищує ефективність використання паль.

На рис. 3.4 та 3.5 показані аналогічні залежності для фундаменту з 16 паль з ростверком 3,2x3,2 м (група дослідів 1) на загальне збільшення несучої здатності куца при збільшенні товщини ростверка.

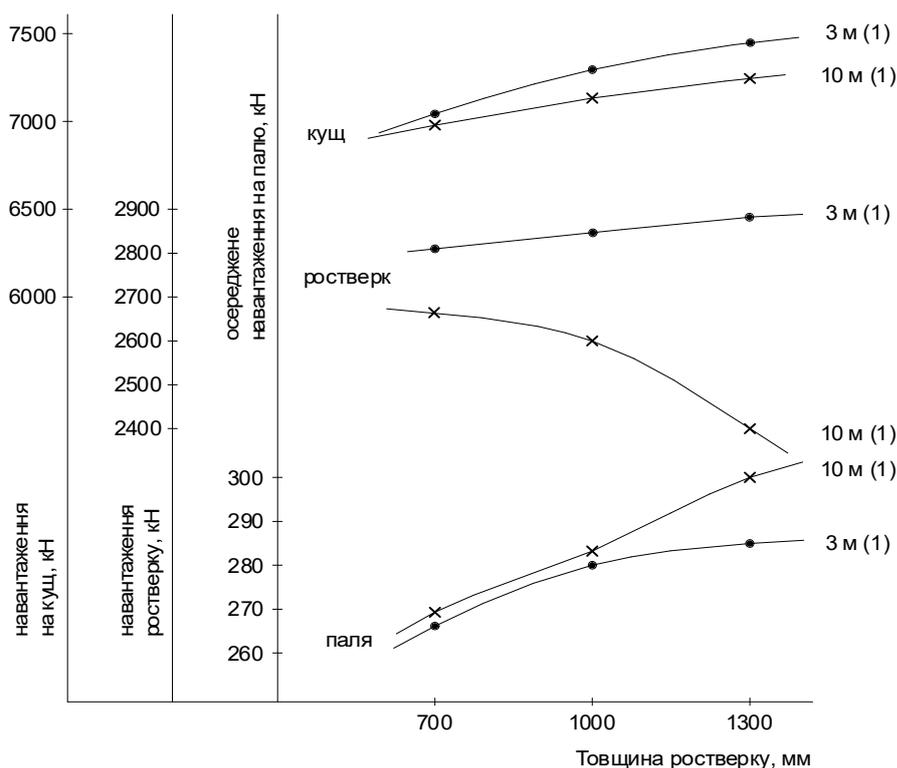


Рисунок 3.4 - Вплив ростверку і палей у складі фундаменту з 16 палей з ростверком 3,2х3,2 м (група дослідів 1) на загальне збільшення несучої здатності куща при збільшенні товщини ростверку у піщаному ґрунті

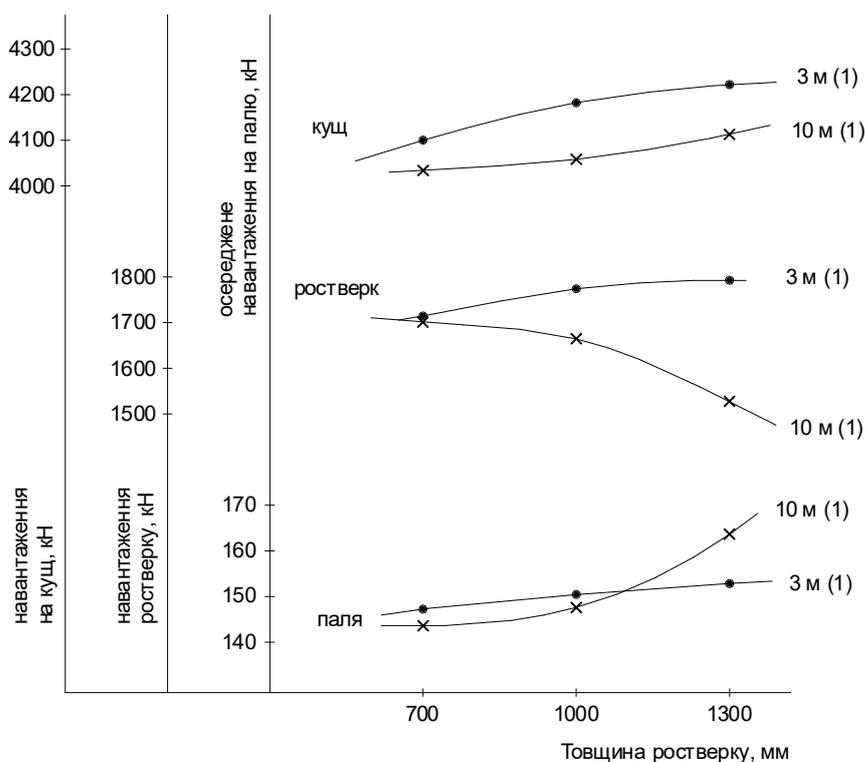


Рисунок 3.5 - Вплив ростверку і палей у складі фундаменту з 16 палей з ростверком 3,2х3,2 м (група дослідів 1) на загальне збільшення несучої здатності куща при збільшенні товщини ростверку у глинистому ґрунті

На рисунках бачимо такі ж тенденції, як для ростверків 4,7x4,7 м, але загальне збільшення несучої здатності значно менш суттєве. Аналогічні залежності мають місце і для груп дослідів 2 та 3 з розмірами ростверків 3,2x3,2 м.

На рисунках 3.6 та 3.7 наведені залежності, що показують практичну відсутність впливу товщини ростверків на несучу здатність фундаментів при малих розмірах ростверків 1,8x1,8 м (початковий показник жорсткості $V/h = 2,57$). Також відсутній цей вплив і для ростверків 1,4x1,4 м (початковий показник жорсткості $V/h = 2,0$), що можна бачити з таблиць 3.1 та 3.2.

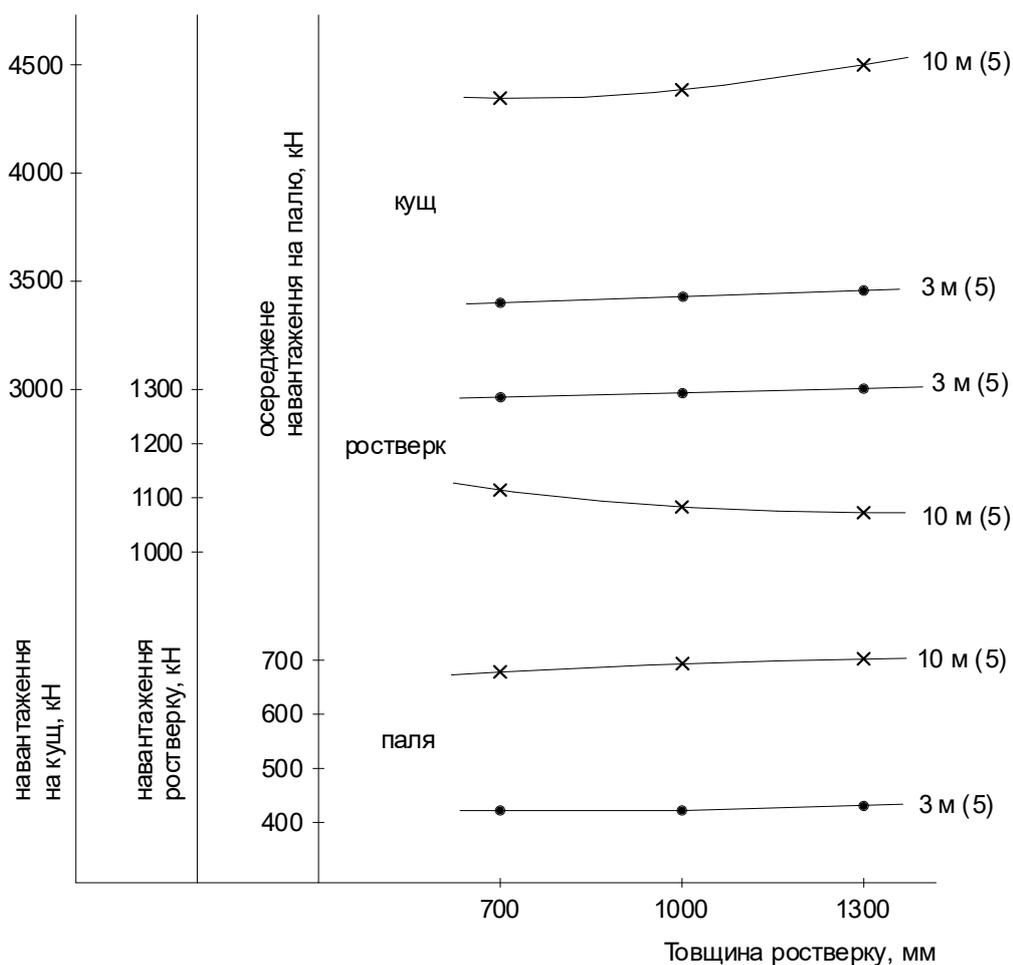


Рисунок 3.6 - Вплив ростверку і паль у складі фундаменту з 5 паль з ростверком 1,8x1,8 м (група дослідів 5) на загальне збільшення несучої здатності куца при збільшенні товщини ростверку у піщаному ґрунті

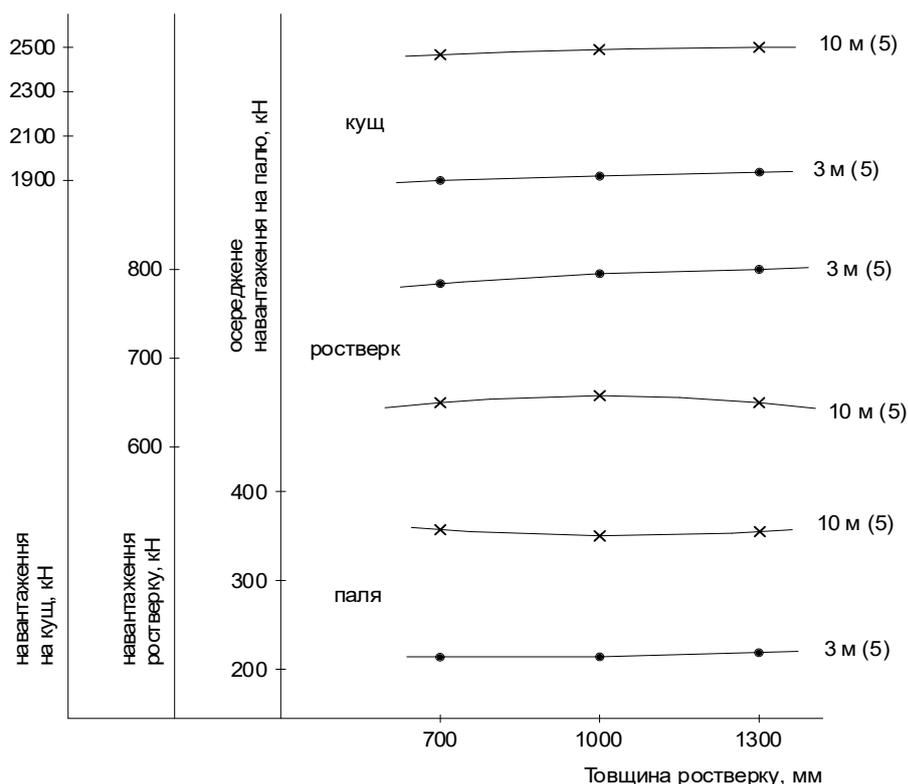


Рисунок 3.7 - Вплив ростверку і паль у складі фундаменту з 5 паль з ростверком 1,8x1,8 м (група дослідів 5) на загальне збільшення несучої здатності куці при збільшенні товщини ростверку у глинистому ґрунті

3.2 Аналіз зміни перерозподілу зусиль між палями в куці при збільшенні товщини ростверку

Використовуючи результати розрахунків [22] можна дослідити зміну розподілу навантаження між палями фундаментів під час зміни товщини ростверку. У фундаментах з 4 палей (групи дослідів 3, 6, 7, 8) навантаження розподіляються між палями рівномірно. Можна тільки відзначити, що як і для груп з більшою кількістю паль по мірі зростання товщини ростверку покращується ефективність використання паль (вони беруть на себе більше навантаження).

У ростверках з більшою кількістю паль, коли можна розглядати кутові, крайні і середні палі, розподіл навантаження між палями нерівномірний.

У куцах з початковим показником жорсткості $V/h > 6$ (гнучкі ростверки) найбільше навантаження сприймають середні палі. Але при збільшенні жорсткості вже при $V/h = 4,7$ виникає перерозподіл зусиль в бік крайніх і кутових паль. На рис.

3.8, 3.9 наведена зміна навантажень, які сприймають палі куща за групою дослідів 4 у піщаному ґрунті при зміні товщини ростверка. Відсотки наведені від осередженого навантаження на палю в групі.

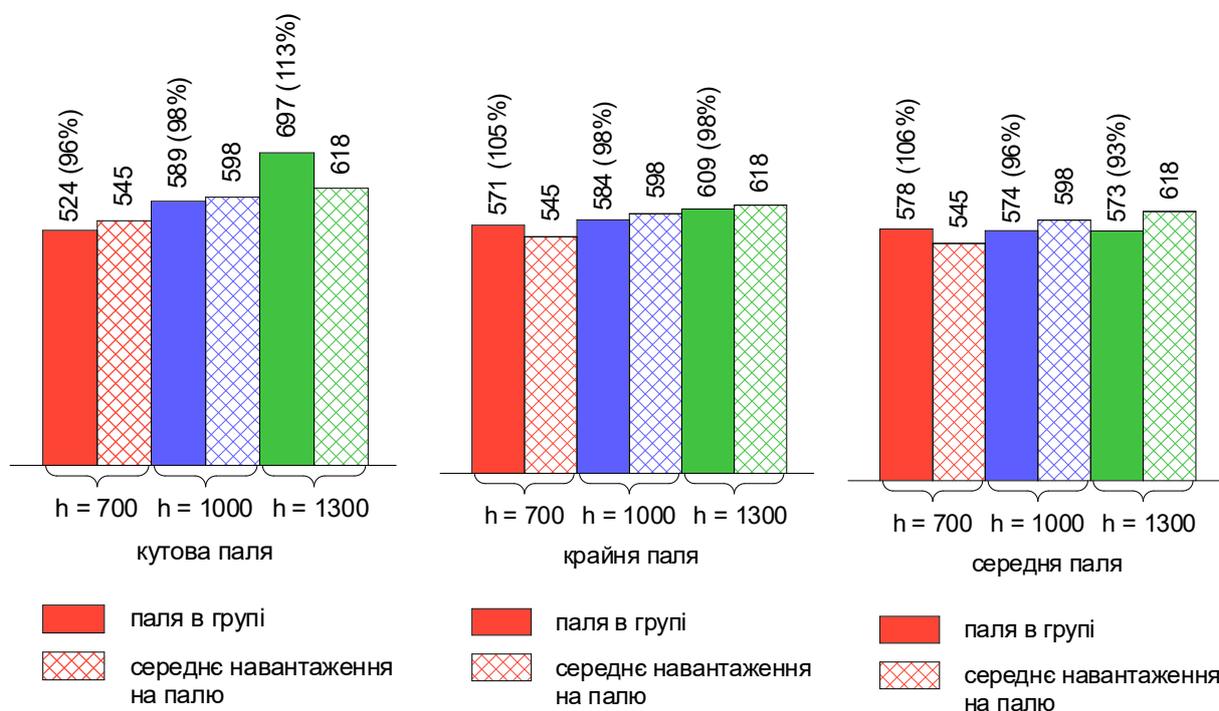


Рисунок 3.8 – Зміна навантажень, які сприймають палі довжиною 3 м куща за групою дослідів 4 у піщаному ґрунті при зміні товщини ростверка

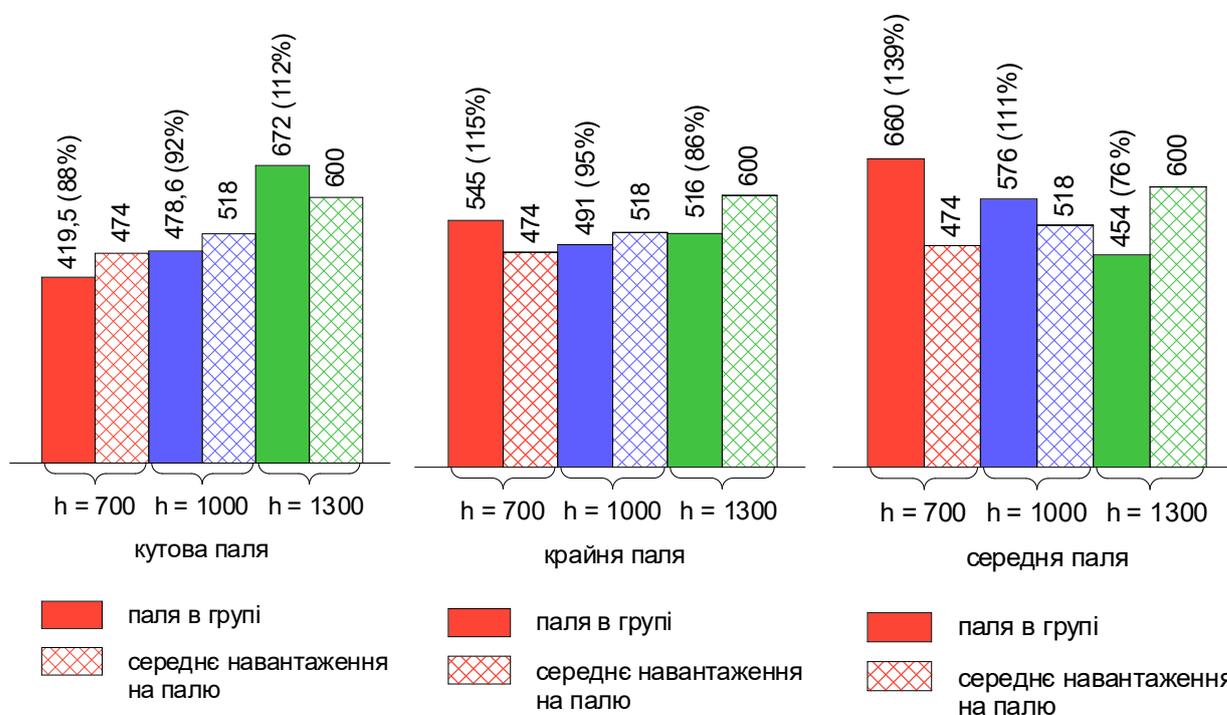


Рисунок 3.9 – Зміна навантажень, які сприймають палі довжиною 10 м куща за групою дослідів 4 у піщаному ґрунті при зміні товщини ростверка

У куцах з початковим показником жорсткості $B/h < 5$ більше навантаження сприймають кутові палі і по мірі збільшення жорсткості (товщини ростверка) виникає ще більший перерозподіл навантажень на кутові і крайні палі і відповідне зменшення навантажень на середні палі.

На рис. 3.10 та 3.11 наведена зміна зусиль в палях куца за групою дослідів 1 (початковий показник жорсткості $B/h = 4,57$) по мірі зростання навантаження для різної товщини ростверку у піщаному ґрунті. Видно, що по мірі зростання навантаження нерівномірність розподілу зусиль між палями зростає.

На рис. 3.12, 3.13 наведена зміна навантажень, які сприймають палі куца за групою дослідів 1 у піщаному ґрунті при зміні товщини ростверка.

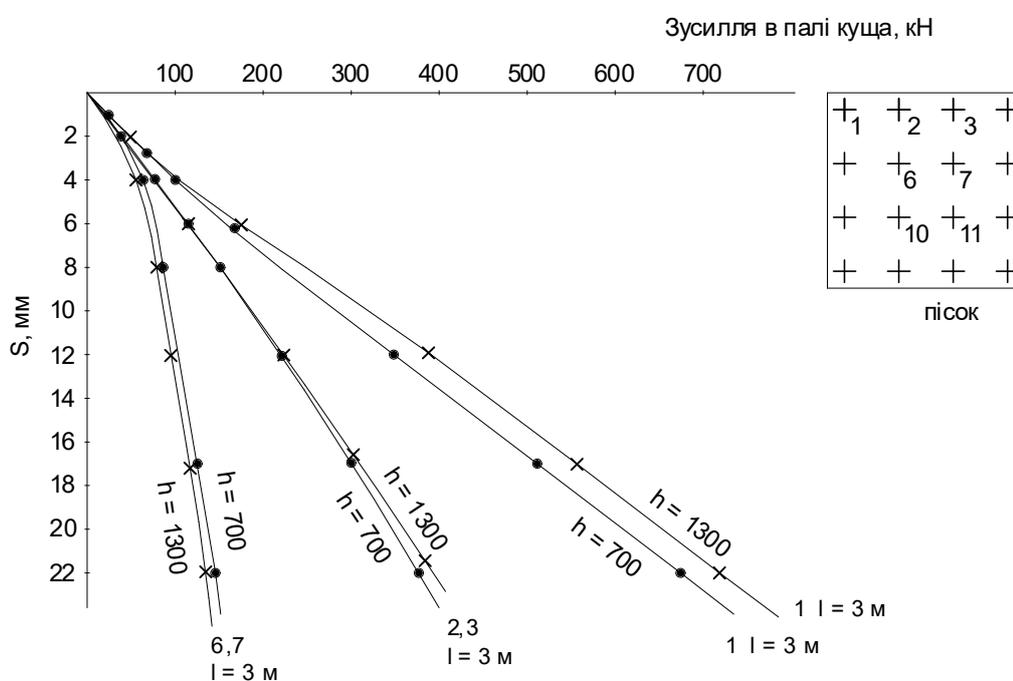


Рисунок 3.10 – Зміна зусиль в палях куца по мірі зростання навантаження для різної товщини ростверку у піщаному ґрунті (палі довжиною 3 м)

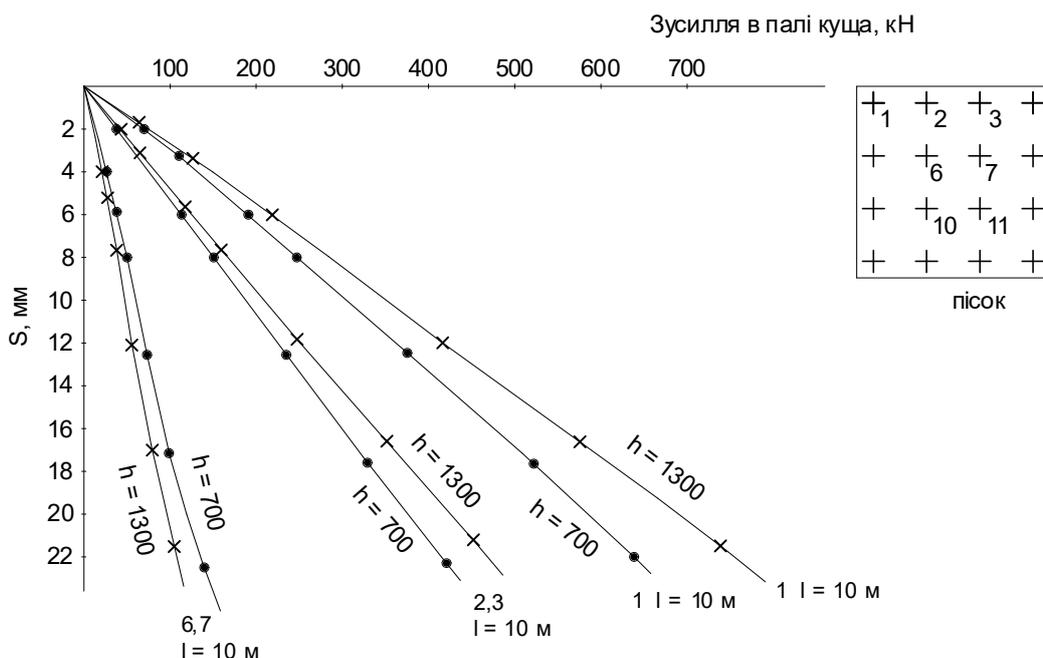


Рисунок 3.11 – Зміна зусиль в палях куца по мірі зростання навантаження для різної товщини ростверку в піщаному ґрунті (палі довжиною 10 м)

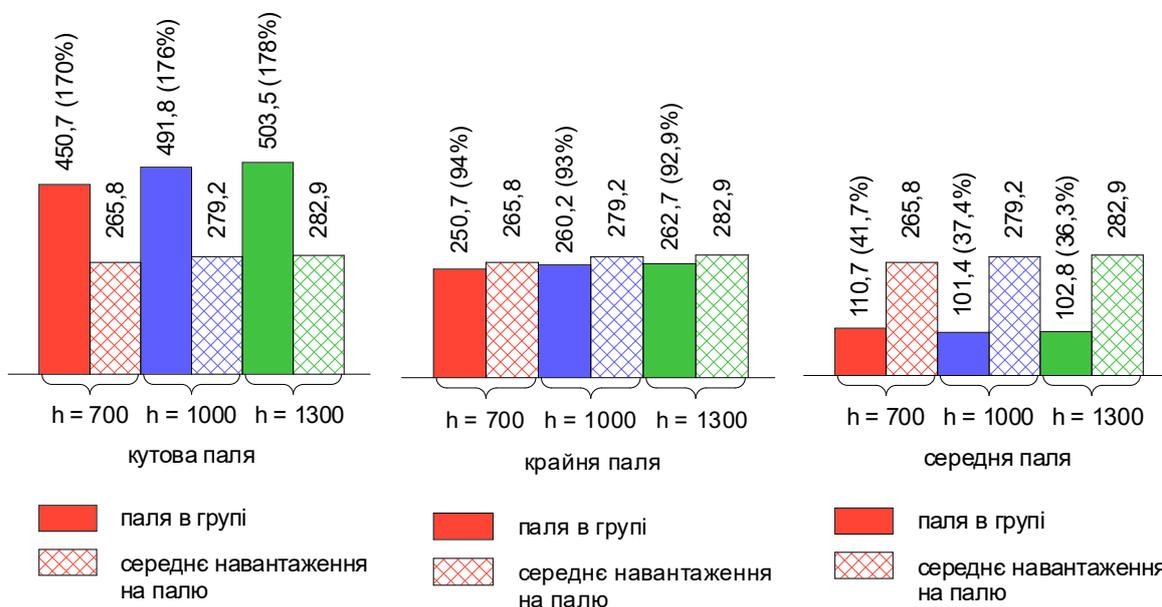


Рисунок 3.12 – Зміна навантажень, які сприймають палі довжиною 3 м куца за групою дослідів 1 у піщаному ґрунті при зміні товщини ростверку

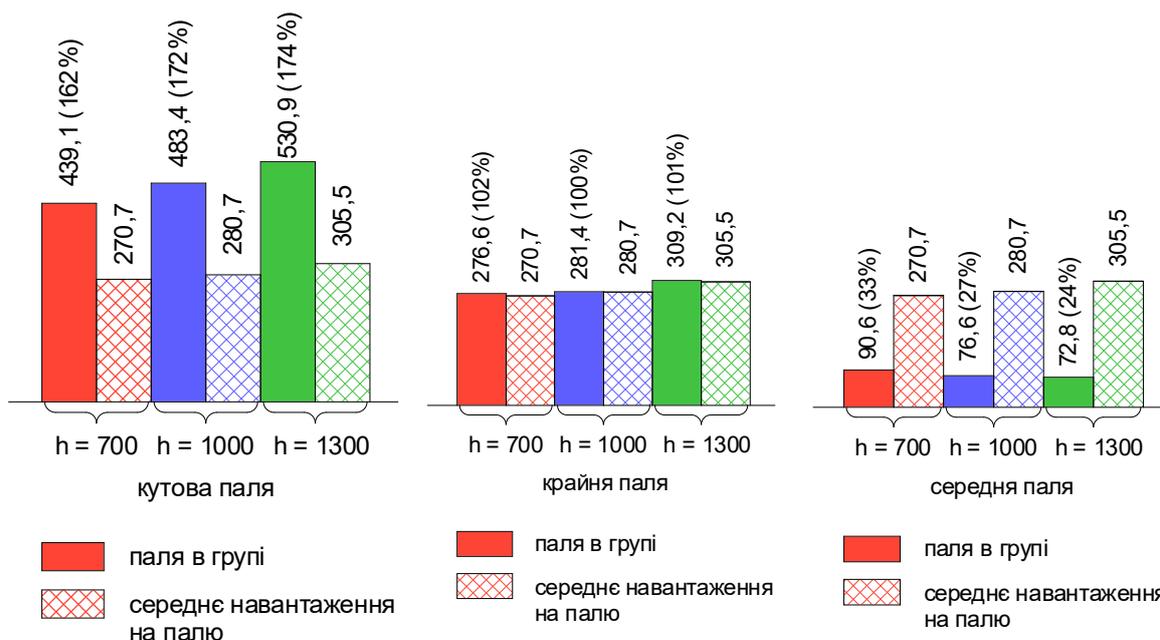


Рисунок 3.13 – Зміна навантажень, які сприймають палі довжиною 10 м куца за групою дослідів 1 у піщаному ґрунті при зміні товщини ростверка

Наведені діаграми перерозподілу зусиль між палями для груп дослідів 1 та 4, які найбільш чутливі до зміни жорсткості ростверка.

Для всіх досліджених груп палей збільшення товщини ростверку призвело до перерозподілу навантажень між палями в бік зовнішнього контура, але в меншій мірі, ніж для груп дослідів 1 та 4.

3.3 Аналіз зміни напруженого стану тіла ростверка при зміні його товщини

Одним з результатів моделювання роботи пальових фундаментів в програмному комплексі Ліра є діаграми внутрішніх зусиль у тілі ростверків. Такі діаграми були одержані для всіх розрахункових ситуацій, що розглядалися при дослідженні.

На рис. 3.14 – 3.21 наведені діаграми внутрішніх зусиль у тілі ростверків при навантаженні на куц 5000 кН при зміні товщини ростверку для палей довжиною 10 м для всіх груп дослідів у піщаних ґрунтах.

У таблиці 3.3 наведений характер зміни згинального моменту і поперечних сил в ростверку біля грані підколонника при зміні товщини ростверку для піщаних і глинистих ґрунтів (навантаження на куц 5000 кН, довжина палей 10 м).

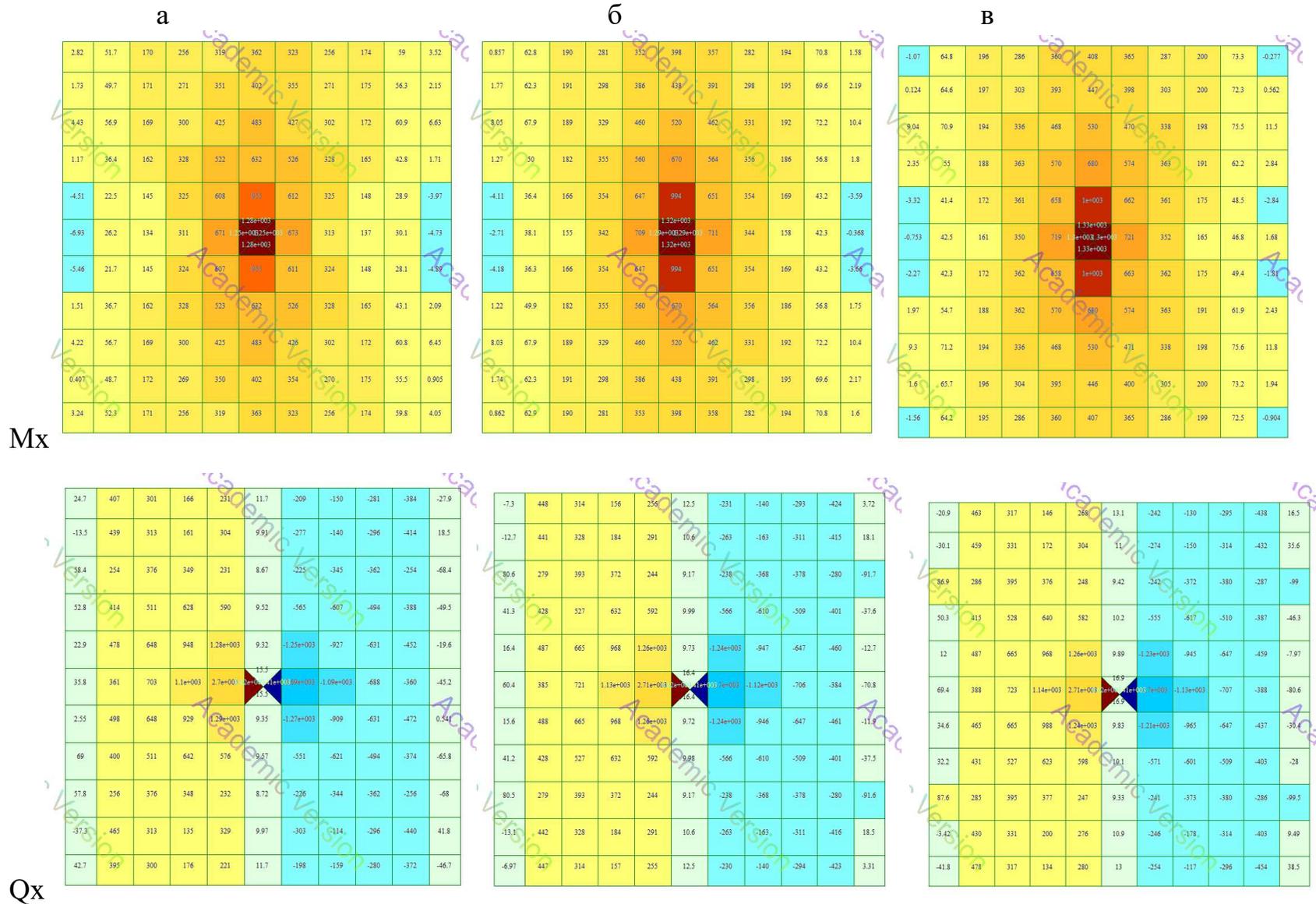


Рисунок 3.14 – Діаграми внутрішніх зусиль в тілі ростверку (палі 10 м, навантаження 5000 кН, пісок, група дослідів 1)

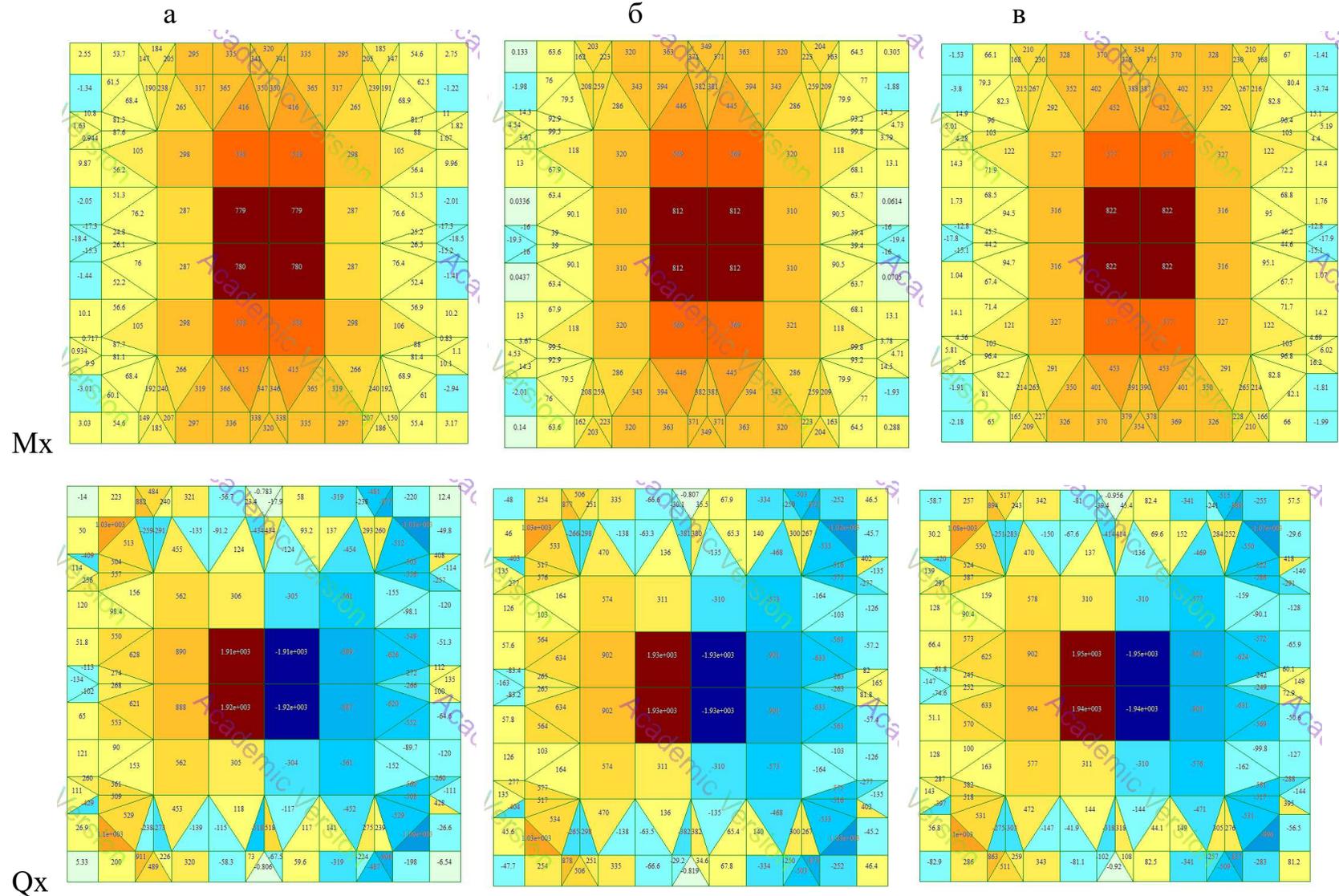


Рисунок 3.15 – Діаграми внутрішніх зусиль в тілі ростверку (палі 10 м, навантаження 5000 кН, пісок, група дослідів 2)

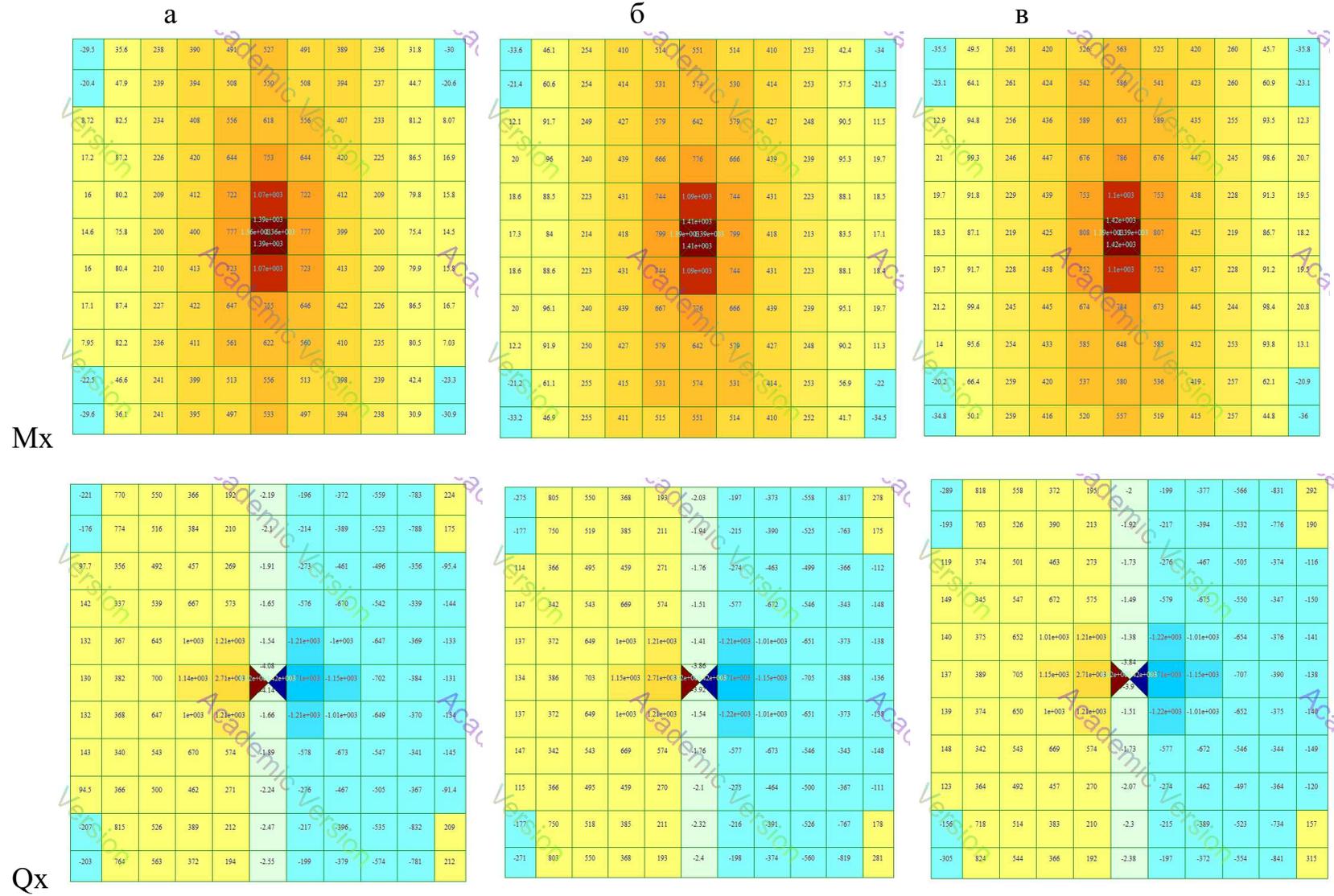


Рисунок 3.16 – Діаграми внутрішніх зусиль в тілі ростверку (палі 10 м, навантаження 5000 кН, пісок, група дослідів З)

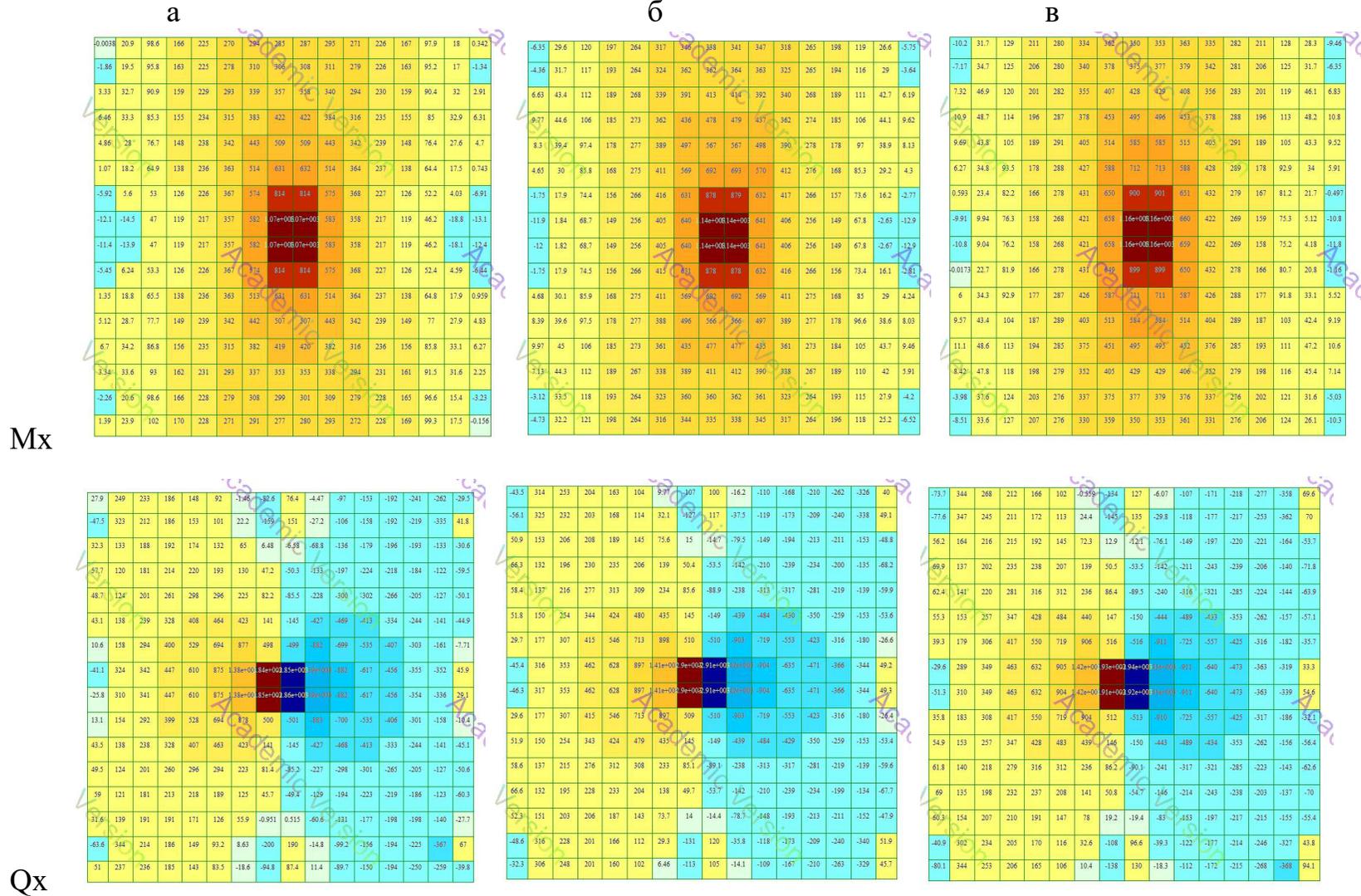


Рисунок 3.17 – Діаграми внутрішніх зусиль в тілі ростверку (палі 10 м, навантаження 5000 кН, пісок, група дослідів 4)

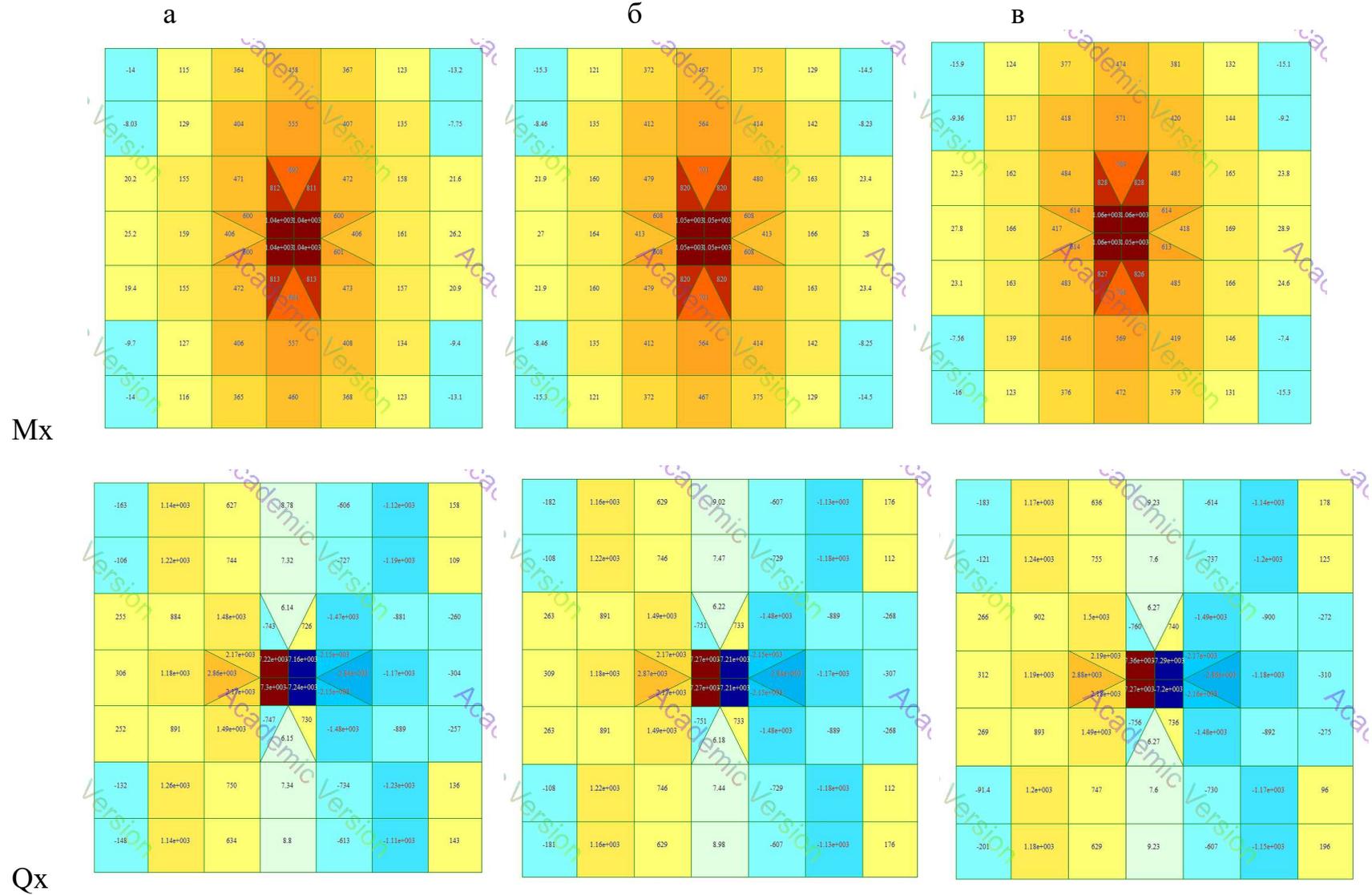


Рисунок 3.18 – Діаграми внутрішніх зусиль в тілі ростверку (палі 10 м, навантаження 5000 кН, пісок, група дослідів 5)

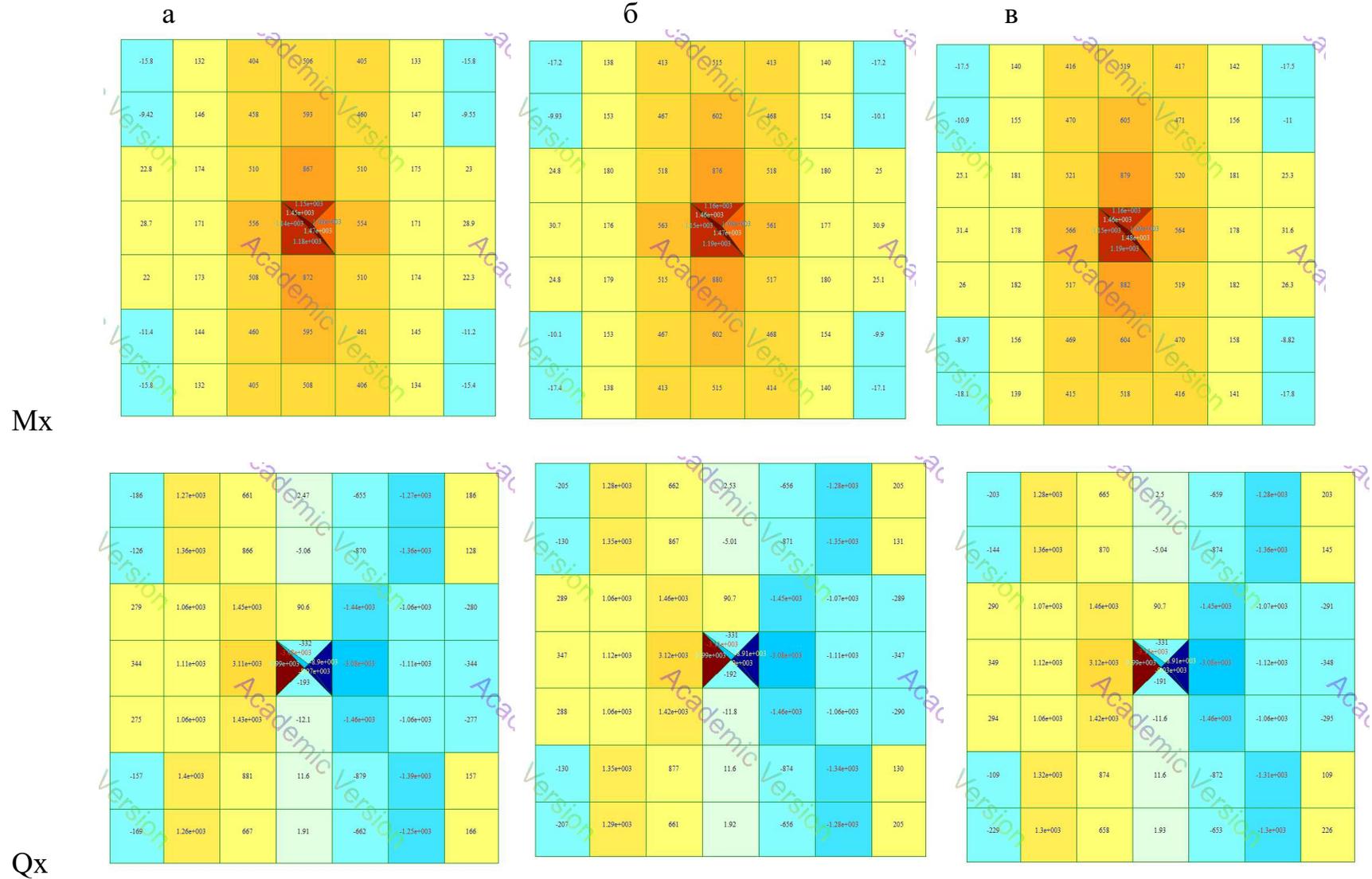


Рисунок 3.19 – Діаграми внутрішніх зусиль в тілі ростверку (палі 10 м, навантаження 5000 кН, пісок, група дослідів б)

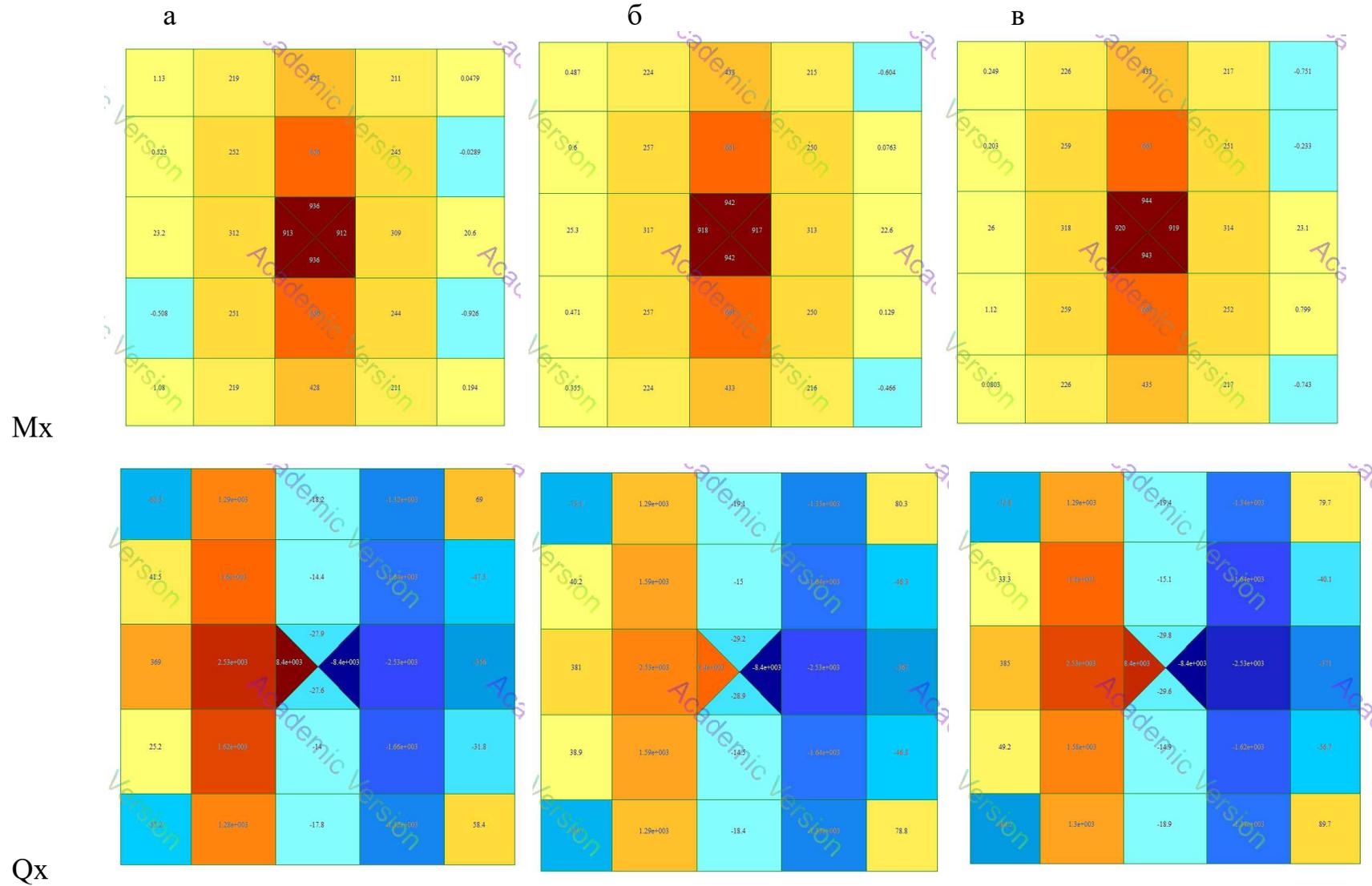


Рисунок 3.20 – Діаграми внутрішніх зусиль в тілі ростверку (палі 10 м, навантаження 5000 кН, пісок, група дослідів 7)

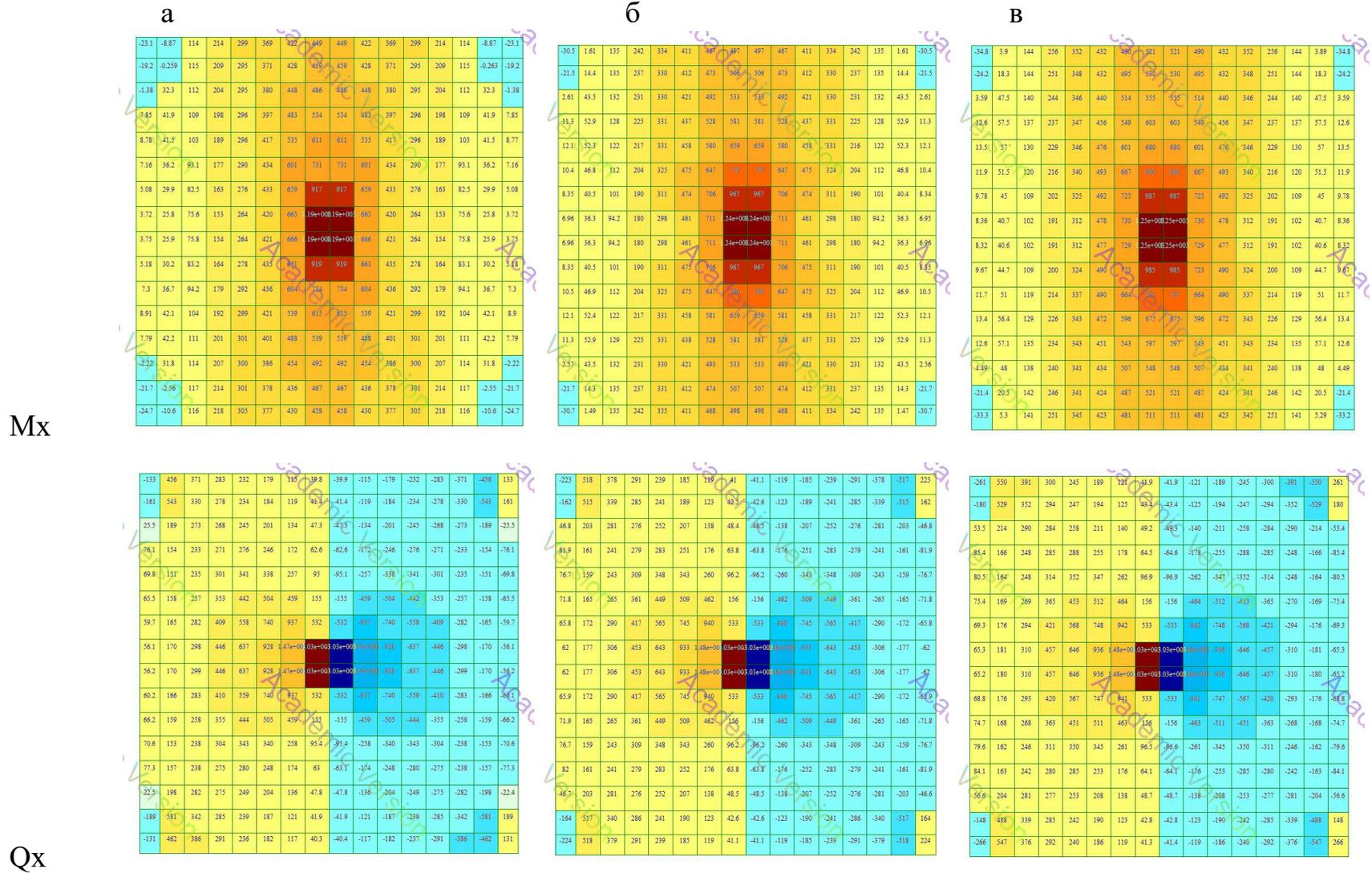


Рисунок 3.21 – Діаграми внутрішніх зусиль в тілі ростверку (палі 10 м, навантаження 5000 кН, пісок, група дослідів 8)

Таблиця 3.3 – Зміна внутрішніх зусиль в тілі ростверків при навантаженні 5000 кН для паль довжиною 10 м

Група дослідів	Кількість паль в групі	Згинальний момент M_x в тілі ростверку біля грані підколоники, кНм/м при товщині ростверка, мм				Поперечна сила Q_x в тілі ростверку біля грані підколоники, кН/м			
		700	1000	1300	% збільшення	700	1000	1300	% збільшення
Піщаний ґрунт									
1	16	671	709	719	7,1	929	968	988	6,5
2	9	779	812	822	5,5	890	902	904	1,6
3	4	777	799	808	4,0	1000	1000	1000	0
4	9	814	878	900	10,6	875	897	905	3,4
5	5	471	479	484	2,7	1450	1490	1500	3,4
6	4	556	563	566	1,8	1450	1450	1450	0
7	4	312	317	318	1,9	1600	1600	1600	0
8	4	917	967	987	7,6	740	745	748	1,1
Глинистий ґрунт									
1	16	679	707	714	5,2	932	971	994	6,6
2	9	789	812	819	3,8	890	898	901	1,2
3	4	777	788	793	2,0	999	999	999	0
4	9	840	881	895	6,5	886	902	907	2,4
5	5	472	477	482	2,1	1490	1490	1510	1,3
6	4	552	557	559	1,3	1440	1450	1450	0,7
7	4	312	316	317	1,6	1570	1570	1570	0
8	4	933	956	968	3,8	740	743	744	0,6

Як бачимо характер зміни внутрішніх зусиль аналогічний у піщаних і глинистих ґрунтах. Аналіз зміни внутрішніх зусиль у ростверках фундаментів з палями довжиною 3 м показав аналогічні закономірності.

По мірі збільшення товщини ростверків згинальні моменти і поперечні сили в їх тілі зростають. Це пов'язане з відзначеним раніше перерозподілом зусиль у бік

кутових та крайніх паль, отже згинальні моменти і поперечні сили від реакцій паль зростають. Оскільки реакція під підшоною ростверка мало змінюється при збільшенні його товщини, то реакції паль мають вирішальний вплив на зміну внутрішніх зусиль при зміні жорсткості ростверка.

Кількісні величини відсотків зростання внутрішніх зусиль мають такий самий порядок, як відсоток зростання навантаження на куц при постійному значенні осідання (див. рис. 3.1) і аналогічну залежність від початкового показника жорсткості.

Результати розрахунків показують, що з точки зору витрат арматури збільшення товщини ростверка не має економічного ефекту.

Висновки за розділом 3

1. Збільшення жорсткості ростверку призводить до несуттєвого збільшення навантаження на куц.

2. Для ростверків з показником початкової жорсткості $B/h = 4,7/0,7 = 6,7$ підвищення несучої здатності фундамента знаходиться в межах 10,5 – 14,5% для піщаних ґрунтів і 5,7 – 8,7% для глинистих ґрунтів. Отже ефект збільшення навантаження на куц краще проявляється у піщаних ґрунтах.

3. Збільшення навантаження на куц при збільшенні товщини ростверка відбувається переважно за рахунок збільшення сумарного навантаження на палі. При цьому частка ростверка у загальному навантаженні практично не змінюється або незначно зменшується.

4. Варіювання товщиною ростверка для покращення ефективності використання паль можна рекомендувати при початковому показникові жорсткості ростверка $B/h > 6$.

5. Довжина паль у куці практично не чинить впливу на процес підвищення несучої здатності при збільшенні товщини ростверка.

6. Жорсткість ростверка є головним чинником, що впливає на розподіл зусиль між палями групи. У куцах з початковим показникові жорсткості $B/h > 6$

(гнучкі ростверки) найбільше навантаження сприймають середні палі. Але при збільшенні жорсткості вже при $B/h = 4,7$ виникає перерозподіл зусиль в бік крайніх і кутових палей.

7. При жорстких ростверках найбільші зусилля сприймають кутові палі, найменші – центральні.

8. Збільшення товщини ростверку призводить до перерозподілу навантажень між палями в бік зовнішнього контура, при цьому осереджене навантаження на палю куца змінюється несуттєво.

9. По мірі збільшення товщини ростверків згинальні моменти і поперечні сили в їх тілі зростають. Відсоток зростання внутрішніх зусиль незначний, отже з точки зору витрат арматури збільшення товщини ростверка не має економічного ефекту.

4 ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА

4.1 Архітектурно-будівельні рішення

4.1.1 Вихідні дані

В складі МКР виконана розробка основних архітектурно-будівельних рішень та рішень фундаментів для каркасно-монолітного житлового будинку у м. Полтава. Технічний об'єкт призначений для впровадження результатів наукових досліджень. Будинок є восьми поверховим з двоповерховою підземною частиною, де передбачені дві автостоянки: підземна (в підвалі) на 27 місць і надземна, вбудовано-пристроєна, механізована в вигляді шахти на всю висоту будівлі розрахована на 26 машиномісць.

Будинок розташований в м. Полтава в I кліматичному районі [28]. Район будівництва характеризується такими кліматичними умовами.

Глибина промерзання ґрунту	0,9 м [28];
Характеристичне значення снігового навантаження	0,47 кПа [29];
Швидкісний напір вітру	1,45 кПа [29];
Розрахункова зимова температура	-21°C [28];
Літня розрахункова температура для вентиляції	23°C [28];
Зимова розрахункова температура для вентиляції	-10°C [28];
Тривалість опалювального періоду 189 днів [31].	

За відносну відмітку 0,000 прийнятий рівень підлоги першого поверху.

Ділянка розташована за межами червоних ліній проспекту Миру. Ділянка будівництва має доступ до міських інженерних мереж.

Рельєф ділянки спокійний з ухилом в південному напрямку. Перепад природних відміток 96.50 – 93.40 м.

Район будівництва згідно з [29] за характеристичним значенням ваги снігового покриву відноситься до 5-го району, а за характеристичним значенням вітрового тиску – до 3-го району. Будинок має перший клас вогнестійкості [33].

4.1.2 Рішення генерального плану

Генеральний план побудований на топографічній основі в масштабі 1:500 з урахуванням існуючих будівель і споруд, інженерних комунікацій та з дотриманням норм і правил планування і забудови територій [26].

Площа земельної ділянки згідно з планувальною структурою м. Полтава, складає – 0,201 га.

Розміщення споруд на генеральному плані забезпечує нормальні умови інсоляції. В'їзд на територію житлового будинку здійснюється з прилеглих вулиць.

Для нормального руху транспортних засобів та пішоходів передбачається під'їзд транспорту, підходи до житлової частини, паркінгів по улаштованим асфальтобетонним покриттям. Для забезпечення санітарно-гігієнічних вимог, відведення поверхневої води здійснюється відкритим способом на прилеглу територію. Покриття доріг на території виконується з асфальтобетону, тротуарів – тротуарно-декоративної плитки.

На генплані забезпечені протипожежні розриви між будівлями, необхідні під'їзди та проїзди для пожежних машин, призначені з врахуванням I ступеня вогнестійкості [33]. Конструктивні елементи будівлі також забезпечують I ступінь вогнестійкості.

Вертикальна прив'язка будівлі виконана з урахуванням відміток існуючих будівель та рельєфу прилеглої місцевості. В таблиці 4.1 подані основні показники по генплану.

Таблиця 4.1 – Основні показники по генплану

№ з/п	Найменування показників	Одиниці виміру	Кількість
1	Площа ділянки	м ²	2010
2	Площа забудови	м ²	1107
3	Площа озеленення	м ²	430
4	Площадки і дороги з твердим покриттям	м ²	366

За планом організації рельєфу проєктом передбачено максимальне збереження існуючого рельєфу. Схему організації рельєфу значних територій виконують методом проєктних відміток з врахуванням природних умов, влаштуванням стоку поверхневих вод, розміщення під'їзних шляхів.

Чорні відмітки згідно з топографічним планом

$$\begin{array}{lll} N_1 = 95,00 \text{ м}; & N_2 = 95,10 \text{ м}; & N_3 = 95,10 \text{ м}; \\ N_4 = 94,55 \text{ м}; & N_5 = 94,50 \text{ м}; & N_6 = 94,70 \text{ м}. \end{array}$$

Обчислюємо червоні відмітки характерних точок будівлі, взявши за базову точку 1 з відміткою 95,00 м:

$$\begin{aligned} N_{\text{черв.1}} &= 95,00; \\ N_{\text{черв.2}} &= 95,00 + 0,005 \cdot 8,00 = 95,10 \text{ м}; \\ N_{\text{черв.3}} &= 95,10 + 0,005 \cdot 17,00 = 95,20 \text{ м}; \\ N_{\text{черв.4}} &= 95,20 - 0,005 \cdot 33,90 = 95,00 \text{ м}; \\ N_{\text{черв.5}} &= 95,00 - 0,005 \cdot 20,20 = 94,90 \text{ м}; \\ N_{\text{черв.6}} &= 95,00 - 0,005 \cdot 19,00 = 94,90 \text{ м}. \end{aligned}$$

Відмітка підлоги першого поверху – 96,200 м.

Проєктом передбачено комплекс робіт з благоустрою та озеленення території, в який входять:

- влаштування проїздів з асфальтобетону;
- влаштування тротуарів з декоративної дрібноштучної тротуарної плитки;
- влаштування майданчиків для відпочинку, ігор та господарських потреб;
- засівання газонів багаторічними травами;
- насадження декоративних дерев.

Озеленення ділянки виконується після прокладання інженерних мереж, вертикального планування та влаштування зовнішнього освітлення згідно з проєктом.

Для газонів родючий шар укладається шаром 0,15 м.

Інженерні мережі і комунікації запроєктовані відповідно до технічних умов, а також з використанням матеріалів топографо-геодезичних вишукувань і рішень

генерального плану. Мережі водопостачання і каналізації, кабелі силові та зв'язку укладаються в траншеї.

4.1.3 Архітектурно-планувальне рішення

Проектом передбачено виконання восьми поверхового житлового будинку з двоповерховою підземною частиною. Висота поверху будівлі – 3,3 м від підлоги до підлоги. Висота будівлі 28,8 м. Розміри в осях 35,7 м. x 38,0 м. Передбачено дві автостоянки: підземна(в підвалі) на 27 місць, куди водії самі в'їжджають і паркуються, надземна, вбудовано-пристроєна, механізована у вигляді шахти на всю висоту будівлі з внутрішніми розмірами 7,2 x 7,8 м, керована оператором, де участь водія в паркуванні виключена. Шахтна автостоянка розрахована на 26 машиномісць.

Другий поверх підземної частини використовується як споруда подвійного призначення та найпростіше укриття, що використовується для захисту людей від небезпечних наслідків надзвичайних ситуацій, а також від дії засобів ураження в особливий період [25].

Площа укриття має відповідати нормі 0,6 м² на одну особу. Виходячи з максимальної кількості мешканців 300 чол., потрібна площа укриття складає 180 м². Площа підземного поверху перевищує 1000 м², що достатньо для розміщення укриття.

У приміщеннях укриття забезпечена примусова та природня вентиляція, система електропостачання (світильники аварійного живлення), санвузли, датчики загазованості, два аварійних виходи, баки запасу води, улаштована система для генераторів.

З метою забезпечення захисних властивостей від дії звичайних засобів ураження несучі та зовнішні огорожувальні конструкції (стіни, перекриття, покриття) підземних поверхів виготовлені із залізобетону, не мають великих отворів у зовнішніх огорожувальних конструкціях (крім дверних).

Висота приміщень укриття, зокрема дверних отворів, становить не менше 2 м (допускається не менше 1,8 м, якщо це було передбачено проектною

документацією на її будівництво). Ширина дверних отворів становить не менше ніж 0,9 м (допускається не менше 0,8 м). Отвори при входах (виходах) закриваються посиленими дверями із негорючих матеріалів (металевими або дерев'яними, оббитими залізом).

У надземних поверхах розташовані житлові квартири. Планувальне рішення секційне. 1-2 поверхи займають дворівневі 5-ти кімнатні квартири з площею від 159,6 до 262,5 м² у кількості 6 шт.

З третього по восьмий поверх на кожному поверсі по 6 однокімнатних квартир площею від 72,0 до 102,4 м².

Всього в будинку 42 квартири.

Ліфтовий хол вирішений вигляді атріуму з верхнім освітленням через скляний купол.

Перший поверх має нестандартне планування з розміщенням технічних приміщень. Експлікація приміщень першого поверху наведена на аркуші графічної частини.

Основні входи до будівлі мають зручні підходи та оптимальні розміри, які враховують можливості всіх розрахункових категорій мешканців [23]. Для інвалідів та інших маломобільних груп населення фасад по осі 1 обладнаний пандусом.

Для транспортування людей на поверхи багатоквартирного житлового будинку передбачено пасажирський і вантажний ліфти вантажопідйомністю 400 кг і 1000 кг і з швидкістю піднімання 1 м/сек.

Об'ємно-планувальні показники будинку:

Площа забудови	1107,0 м ² .
Загальна площа	6931,4 м ² .
Житлова площа	5336,18 м ² .
Будівельний об'єм	35424,06 м ³ ,
в тому числі підземної частини	5313,60 м ³ .

4.1.4 Архітектурно-конструктивні рішення

Проект на житловий будинок розроблено із застосуванням залізобетонних конструкцій. Основними вертикальними несучими елементами такої системи є залізобетонні монолітні колони квадратного поперечного перерізу розміром 300x300 мм та стіни сходинокво-ліфтового вузла.

Фундаменти будівлі проєктуються пільовими згідно з інженерно-геологічними вишукуваннями основ та діючими навантаженнями. Під монолітні залізобетонні стіни – пільові фундаменти стрічкового типу.

Зовнішні стіни виконані із газобетону товщиною 300 мм, деякі внутрішні перегородки виконані з бетону товщиною 120 мм оштукатурені, перегородки в санвузлах товщиною 100 мм, також присутні перегородки цегляні товщиною 120 мм, стіни сходових кліток товщиною 300 мм з залізобетону.

Міжповерхові перекриття відповідно до конструктивних вимог виконані у монолітному варіанті товщиною 200 мм, з прошарком з холодної мастики на водостійких в'язучих й покриттям підлоги з лінолеуму.

Покриття плоске, що складається з монолітної плити товщиною 200 мм, пароізоляції “Унифлекс ЕПП”, на яку укладається плитний утеплювач, шару керамзитового гравію, асфальтобетонної стяжки та двох шарів покрівельного килиму.

Стікаюча по скатах покрівлі вода збирається й відводиться через водостічні воронки в злизову каналізацію по стояках.

Вікна металопластикові з двокамерними склопакетами. Специфікація віконних та дверних заповнень наведена у таблиці 4.2. Для зниження втрат тепла віконні та дверні блоки повинні бути обладнані приладами самозакривання з поліуретановими прокладками, які забезпечують ущільнення в притворах.

Навколо будівлі виконується водонепроникне вимощення із асфальтобетону шириною 1000 мм товщиною 50 мм по шару щебеню товщиною 100 мм з ухилом від будівлі $i = 0,03$.

У таблицях 4.3 - 4.5 наведені специфікація збірних залізобетонних виробів.

Таблиця 4.2 - Специфікація елементів заповнення прорізів

Марка поз.	Позначення	Найменування	Кіль.	Маса од.,кг	Примітка
1	2	3	4	5	6
		1-й поверх			
		Вікна			
ОК-1	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.18-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	16		1800x1800
ОК-2	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.18-9 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	2		1800x910
ОК-3	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.18-9 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1		1800x990
ОК-4	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.18-11 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1		1800x1100
ОК-5	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.18-10 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1		1800x1010
ОК-6	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.12-22 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1		1200x2200
ОК-7	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.12-11 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1		1200x1180
ОК-12	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.9-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1		900x1800
ОК-13	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.10-18 Од.Сп.І.1.П.Ос.Д.П.	3		1000x1800
		Двері			
Д-1	ДСТУ Б В.2.6-15-99	Д.08.Нр. 27-18 Кр.О.Б.2.П.Пр.	3		1800x2700
Д-2	ДСТУ Б В.2.6-15-99	Д.08.Нр. 21-9 Кр.К.Б.1.П.Пр.	6		910x2100
Д-3	ДСТУ Б В.2.6-15-99	Д.08.Нр. 21-12 Кр.Г.Б.1.П.Пр.	4		1200x2100
Д-4	ДСТУ Б В.2.6-15-99	Д.08.Нр. 21-10 Кр.Г.Б.1.П.Пр.	1		1010x2100
Д-5	ДСТУ Б В.2.6-15-99	Д.08.Нр. 21-13 Кр.К.Б.2.П.Пр.	2		1300x2700
Д-6	1.136.5-19	ДГ 21-12	1		1200x2070
Д-7	1.136.5-19	ДГ 21-9	14		910x2070
Д-7*	1.136.5-19	ДО 21-9	2		910x2070
Д-8	1.136.5-19	ДГ 21-7	35		710x2070
Д-9	АТЗТ "НВО Практика"	ДП (ЕІ-30)	3		910x2070
Д-10	1.136.5-19	ДЧ 21-9	1		910x2070
Д-11	1.136.5-19	ДО 21-7	1		710x2070
Д-12	1.136.5-19	ДГ 21-14	1		1400x2070
Д-13	1.136.5-19	ДГ 21-9 (два полотна)	1		910x2070
Д-14	АТЗТ "НВО Практика"	ДП (ЕІ-30)	5		1200x2070
Д-15	ДСТУ Б В.2.6-15-99	Д.08.Нр. 27-18 Кр.Г.Б.2.П.Пр.	2		1800x2700
Д-16	1.136.5-19	ДГ 21-8	7		810x2070
Д-17	ДСТУ Б В.2.6-15-99	Д.08.Нр. 27-11 Кр.О.Б.2.П.Пр.	2		1100x2700
Д-18	ДСТУ Б В.2.6-15-99	Д.08.Нр. 21-12 Кр.К.Б.1.П.Пр.	1		1200x2100

		2-й поверх		
		Вікна		
OK-1	ДСТУ Б В.2.6-15-99	0.08.18-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	41	1800x1800
OK-5	ДСТУ Б В.2.6-15-99	0.08.18-10 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1	1800x1010
OK-8	ДСТУ Б В.2.6-15-99	0.08.17-23 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1	1700x2360
OK-12	ДСТУ Б В.2.6-15-99	0.08.9-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.	1	900x1800
		Двері		
Д-7	1.136.5-19	ДГ 21-9	15	910x2070
Д-7*	1.136.5-19	ДО 21-9	8	910x2070
Д-8	1.136.5-19	ДГ 21-7	19	710x2070
Д-12	1.136.5-19	ДГ 21-14	5	1400x2070
Д-13	1.136.5-19	ДГ 21-9 (два полотна)	3	910x2070
Д-14	АТЗТ "НВО Практика"	ДП (ЕІ-30)	4	1200x2070
Д-16	1.136.5-19	ДГ 21-8	10	810x2070
		3-й поверх		
		Вікна		
OK-1	ДСТУ Б В.2.6-15-99	0.08.18-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	47	1800x1800
OK-8	ДСТУ Б В.2.6-15-99	0.08.17-23 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1	1700x2360
OK-9	ДСТУ Б В.2.6-15-99	0.08.18-12 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	2	1800x1200
OK-12	ДСТУ Б В.2.6-15-99	0.08.9-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.	1	900x1800
		Двері		
Д-7*	1.136.5-19	ДО 21-9	3	910x2070
Д-7	1.136.5-19	ДГ 21-9	24	910x2070
Д-8	1.136.5-19	ДГ 21-7	20	710x2070
Д-12	1.136.5-19	ДГ 21-14	3	1400x2070
Д-13	1.136.5-19	ДГ 21-9 (два полотна)	6	910x2070
Д-14	АТЗТ "НВО Практика"	ДП (ЕІ-30)	4	1200x2070
Д-16	1.136.5-19	ДГ 21-8	9	810x2070
Д-18	1.136.5-19	ДГ 21-7 (два полотна)	2	710x2070
Д-19	1.136.5-19	ДГ 21-15	2	1500x2070

		4-й поверх		
		Вікна		
ОК-1	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.18-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	46	1800x1800
ОК-8	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.17-23 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1	1700x2360
ОК-9	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.18-12 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	2	1800x1200
ОК-12	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.9-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.	1	900x1800
		Двері		
Д-7	1.136.5-19	ДГ 21-9	19	910x2070
Д-7*	1.136.5-19	ДО 21-9	8	910x2070
Д-8	1.136.5-19	ДГ 21-7	22	710x2070
Д-12	1.136.5-19	ДГ 21-14	4	1400x2070
Д-13	1.136.5-19	ДГ 21-9 (два полотна)	11	910x2070
Д-14	АТЗТ "НВО Практика"	ДП (ЕІ-30)	4	1200x2070
Д-16	1.136.5-19	ДГ 21-8	8	810x2070
Д-18	1.136.5-19	ДГ 21-7 (два полотна)	2	710x2070
		5-й поверх		
		Вікна		
ОК-1	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.18-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	47	1800x1800
ОК-8	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.17-23 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1	1700x2360
ОК-9	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.18-12 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	2	1800x1200
ОК-12	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.9-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.	1	900x1800
ОК-13	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.08.16-17 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.	1	1670x1700
		Двері		
Д-7	1.136.5-19	ДГ 21-9	19	910x2070
Д-7*	1.136.5-19	ДО 21-9	2	910x2070
Д-8	1.136.5-19	ДГ 21-7	20	710x2070
Д-12	1.136.5-19	ДГ 21-14	5	1400x2070
Д-13	1.136.5-19	ДГ 21-9 (два полотна)	22	910x2070
Д-14	АТЗТ "НВО Практика"	ДП (ЕІ-30)	4	1200x2070
Д-16	1.136.5-19	ДГ 21-8	5	810x2070

		6-й поверх		
		Вікна		
OK-1	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.Од.18-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	48	1800x1800
OK-8	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.Од.17-23 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1	1700x2360
OK-9	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.Од.18-12 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	2	1800x1200
OK-12	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.Од.9-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1	900x1800
OK-13	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.Од.16-17 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.	1	1670x1700
		Двері		
Д-7	1.136.5-19	ДГ 21-9	17	910x2070
Д-7*	1.136.5-19	ДО 21-9	1	910x2070
Д-8	1.136.5-19	ДГ 21-7	16	710x2070
Д-12	1.136.5-19	ДГ 21-14	3	1400x2070
Д-13	1.136.5-19	ДГ 21-9 (два полотна)	22	910x2070
Д-14	АТЗТ "НВО Практика"	ДП (ЕІ-30)	4	1200x2070
Д-16	1.136.5-19	ДГ 21-8	6	810x2070
		7-й поверх		
		Вікна		
OK-1	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.Од.18-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	48	1800x1800
OK-8	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.Од.17-23 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1	1700x2360
OK-9	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.Од.18-12 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	2	1800x1200
OK-12	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.Од.9-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1	900x1800
		Двері		
Д-7	1.136.5-19	ДГ 21-9	26	910x2070
Д-7*	1.136.5-19	ДО 21-9	2	910x2070
Д-8	1.136.5-19	ДГ 21-7	15	710x2070
Д-12	1.136.5-19	ДГ 21-14	3	1400x2070
Д-13	1.136.5-19	ДГ 21-9 (два полотна)	11	910x2070
Д-14	АТЗТ "НВО Практика"	ДП (ЕІ-30)	4	1200x2070
Д-16	1.136.5-19	ДГ 21-8	2	810x2070

		8-й поверх		
		Вікна		
OK-1	ДСТУ Б В.2.6-15-99	0.08.18-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	31	1800x1800
OK-8	ДСТУ Б В.2.6-15-99	0.08.17-23 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1	1700x2360
OK-10	ДСТУ Б В.2.6-15-99	0.08.19-13 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	7	1900x1350
OK-12	ДСТУ Б В.2.6-15-99	0.08.9-18 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	1	900x1800
		Двері		
Д-7	1.136.5-19	ДГ 21-9	14	910x2070
Д-7*	1.136.5-19	ДО 21-9	3	910x2070
Д-8	1.136.5-19	ДГ 21-7	16	710x2070
Д-12	1.136.5-19	ДГ 21-14	2	1400x2070
Д-13	1.136.5-19	ДГ 21-9 (два полотна)	1	910x2070
Д-14	АТЗТ "НВО Практика"	ДП (ЕІ-30)	4	1200x2070
Д-16	1.136.5-19	ДГ 21-8	3	810x2070
Д-20	1.136.5-19	ДГ 21-13	2	1350x2070
		технічний поверх		
		Вікна		
OK-11	ДСТУ Б В.2.6-15-99	0.08.15-12 Од.Сп.І.2.ПО.Ос.Д.П.	31	1500x1200
		Двері		
Д-7	1.136.5-19	ДГ 21-9	5	910x2070
Д-12	1.136.5-19	ДГ 21-14	1	1400x2070
Д-14	АТЗТ "НВО Практика"	ДП (ЕІ-30)	3	1200x2070
Д-16	1.136.5-19	ДГ 21-8	8	810x2070

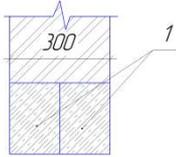
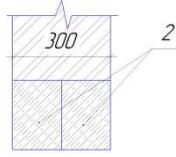
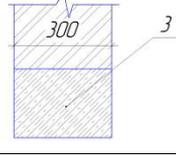
Таблиця 4.3 - Специфікація елементів перемичок

Марка поз.	Найменування	Кількість на поверххах								Маса од.,кг	Примітка
		1	2	3	4	5	6	7	8		
1	2ПБ10 – 1	6	-	-	-	-	-	-	-	43	
2	2ПБ13 – 1	12	2	2	2	2	2	2	-	54	
3	2ПБ16 – 2	12	3	7	7	7	7	7	3	65	
4	2ПБ17 – 2	2	2	-	-	-	-	-	-	71	
5	2ПБ22 – 3	15	50	63	59	55	49	43	3	92	
6	4ПБ44 – 8	4	-	-	-	-	-	-	-	384	
7	2 [16, L=1400	2	-	-	-	-	-	-	-	19.88	39.76
8	100x8, L=320	4	-	-	-	-	-	-	-	2.01	8.04
9	2 [16, L=3200	2	-	-	-	-	-	-	-	45.44	90.88

Таблиця 4.4 – Специфікація елементів сходів та балконів

№	Назва елементів	Марка	Кількість	Розміри конструкції, мм			Об'єм, м ³		Маса, т	
				довжина	ширина	висота	Одного елемента	На всю будівлю	Одного елемента	На всю будівлю
1	Сход. марш	1ЛМ27.14.14-4	22	2700	1350	1350	0,6	13,2	1,5	33,0
2	Сход. площ.	1ЛП28.14-4	11	2800	1350	260	0,983	10,8	2,458	27,03
3	Балконна плита	ПБ.27.5	116	2690	1240	150	0,389	45,1	0,973	112,9

Таблиця 4.5 - Відомість перемичок

Марка	Схема перерізу
ПР-1	
ПР-2	
ПР-3	

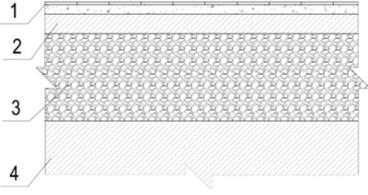
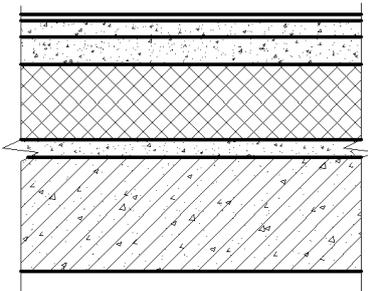
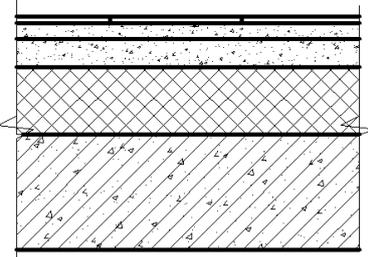
Підлога в будинку, що проектується, представлена кількома видами в залежності від функціонального призначення приміщень і відповідає основним вимогам щодо звукоізоляції та гігієни. Колір та фактура підлог органічно вписується в композиційне рішення інтер'єра.

Підлоги передбачені:

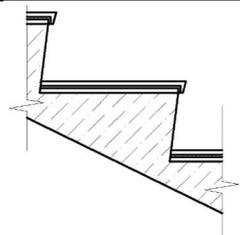
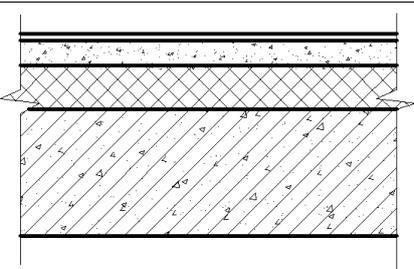
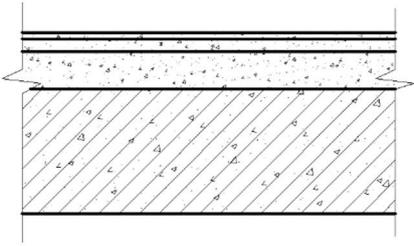
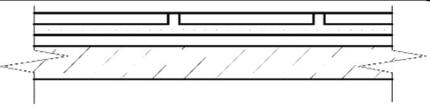
- в коридорах – керамогранітна плитка;
- в приміщеннях спеціального призначення – бетонні підлога з залізненням;
- в санітарних вузлах – керамічна плитка;
- в інших приміщеннях – утеплений лінолеум.

У таблиці 4.6 наведена експлікація підлог.

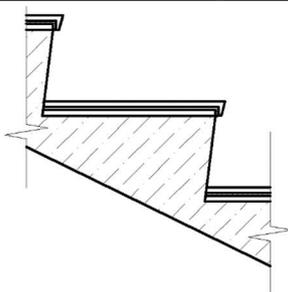
Таблиця 4.6 Експлікація підлоги

Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги за серією	Данні елементів підлоги /назва, товщина, мм/	Площа м ²
Підземний поверх			
Приміщення підземного поверху		1. Кераміч. плитка, мороз. на цем.- пісч. розчині -60 мм 2. Бетон В15 армований 2-мя сітками d 6А 240 чарункою 150x150мм - 100мм 3. Щебінь - 450мм 4. Бетонна підготовка	
1 поверх			
1 (житлові кімнати, кухні, внутрішньоквартирні коридори, кладові)		Лінолеум на тканинній основі на мастиці - 6 мм; Вирівнюючий шар - 20 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200$ кг/м ³ - 30 мм; Пароізоляція 1 шар руберойду - 3мм; Утеплювач ПСБ-С по ДСТУ Б В 2.7-8-94 - 150 мм; Вирівнююча стяжка - 20 мм; 3/б плита перекриття - 200 мм.	978,6
2 (ванні кімнати, туалети)		Керамічна плитка - 10 мм; Цементно-піщана стяжка М200 - 20 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200$ кг/м ³ - 34 мм; Гідроізоляція 2 шари руберойду - 6мм; Утеплювач ПСБ-С по ДСТУ Б В 2.7-8-94 - 150 мм; 3/б плита перекриття - 200 мм.	58,5

Продовження таблиці 4.6

Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги за серією	Данні елементів підлоги /назва, товщина, мм/	Площа м ²
3 (сходові площадки)		Керамічна плитка - 10 Клеюча суміш Ceresit CM11 - 10 мм; Самовирівнююча суміш Ceresit CN 72 - 2..10 мм; Сходова площадка	40,9
4 (сходовий марш)		Керамічна плитка - 10 мм; Клеюча суміш Ceresit CM11 - 10 мм; Самовирівнююча суміш Ceresit CN 72 - 2..10 мм; Сходовий марш	19,4
2-8 поверхи			
1 (житлові кімнати, кухні, внутрішньоквартирні коридори, кладові)		Лінолеум на тканинній основі на мастиці - 5 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200$ кг/м ³ - 35 мм; Пароізоляція 1 шар синтетичної плівки; Звукоізоляція ПСБ-С по ДСТУ Б В 2.7-8-94 - 40 мм; З/б плита перекриття - 200 мм.	4119,5
2 (ванні кімнати, туалети)		Керамічна плитка - 10 мм; Цементно-піщана стяжка М200 - 14 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200$ кг/м ³ - 40 мм; Гідроізоляція 2 шари руберойду - 6мм; З/б плита перекриття - 200 мм.	367,3
3 (сходові площадки)		Керамічна плитка - 10 мм; Клеюча суміш Ceresit CM11 - 10 мм; Самовирівнююча суміш Ceresit CN 72 - 2..10 мм; Сходова площадка	285,4

Продовження таблиці 4.6

Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги за серією	Данні елементів підлоги /назва, товщина, мм/	Площа м ²
4 (сходовий марш)		Керамічна плитка сходова - 10 мм; Клеюча суміш Ceresit CM11 - 10 мм; Самовирівнююча суміш Ceresit CN 72 - 2..10 мм; Сходовий марш	121,7

4.1.5 Зовнішнє і внутрішнє опорядження

Зовнішнє оздоблення фасадів – вентилявані фасадні системи та окремі ділянки - облицювання керамогранітом. Основним елементом конструкції є фасадна панель (ТУ У 29.4-054180038-01-2002), що виготовляється в промислових умовах з використанням обладнання високої точності.

Для виготовлення фасадних панелей використовується листовий алюміній для облицювання фасадів будівельного концерну «ALKAN» або інших фірм.

Матеріал: алюмінієвий сплав 3003H24, 5005H24;

- покриття: PVDF, PE (близько 70 мкм високоякісного покриття);

- колір: на вибір по RAL;

- поставляються з захисною плівкою; товщина: 1,5 мм.

Високоякісне покриття панелі забезпечує впродовж довгого часу (до 40 років) стійкість до атмосферних дій.

Товщина панелі 30 мм, висота та ширина, максимально що рекомендуються – Н=600 мм, В=1200 мм.

Опорядження цегляних та гіпсокартонних перегородок передбачається:

- цегляні перегородки – високоякісна штукатурка, вирівнювання мастикою «CERESIT», пофарбування водоемульсійними сумішами за 2 рази, керамічна плитка;

- гіпсокартонні перегородки типу W111, що виготовлена з профілю та гіпсокартонних листів виробництва фірми «Кнауф» (Німеччина) та утеплювача типу Rockmin виробництва фірми «Rockwool» (Польща) вирівнювання вапняно-

цементними сумішами фірми «Lasselsberger-KnaufKft», пофарбування водоемульсійними сумішами за 2 рази.

Стелі:

підвісні «ARMSTRONG» передбачаються в усіх коридорах, вирівнювання вапняно-цементними сумішами фірми «Lasselsberger-KnaufKft», пофарбування водоемульсійними фарбами;

- у інших приміщеннях – затирання «CERESIT», пофарбування водоемульсійними сумішами за 2 рази.

Вікна – металопластикові енергозберігаючі з твердим покриттям, виготовлені на замовлення.

Двері – металопластикові та дерев'яні.

Для дотримання нормативних вимог [23] по звукоізоляції, стіни та міжквартирні перегородки облицьовуються ефективним звукопоглинаючим матеріалом фірми «ISOVER». Головна вимога до міжквартирних перегородок – ізоляція від шуму, який виникає в сусідніх приміщеннях. Звукоізолююча властивість перегородки ISOVER, забезпечує коефіцієнт звукоізоляції $R_w = 49$ дБ, що відповідає нормативним вимогам.

Для забезпечення звукоізоляції міжповерхових перекриттів теж використовується звукопоглинаючий матеріал фірми ISOVER в конструкції підлоги.

4.1.6 Теплотехнічний розрахунок

Конструкція стіни:

1. Навісний вентиляований фасад;
2. Мінераловатні плити “SUPERROCK” $\gamma_2 = 125$ кг/м³, $\lambda_2 = 0,038$ Вт/(м·К) [32];
3. Газобетонні блоки товщиною 300 мм $\gamma_1 = 600$ кг/м³, $\lambda_1 = 0,14$ Вт/(м·К) [32];
4. Внутрішня штукатурка (цементно-піщаний розчин): $\rho = 1800$ кг/м³; $\lambda = 0,93$ Вт/(м·К) [32]; $\delta = 40$ мм.

5. Місце будівництва м. Полтава. Стіна орієнтована на північний схід. Розрахункова температура внутрішнього повітря $t_{н} = 20^{\circ}\text{C}$. Згідно з [31] визначаємо, що м. Полтава знаходиться в нормальній зоні вологості, відноситься до I температурної зони, нормативний опір передачі становить $R_{н} = 4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$.

Конструкція зовнішньої стіни наведена на рис. 4.1.

Для задоволення нормативних вимог до термічного опору огороження повинна виконуватись умова

$$R_o \leq R_g + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + R_3, \quad (4.1)$$

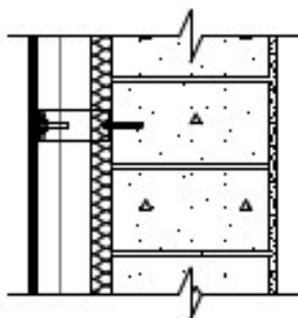


Рисунок 4.1 – Зовнішня стіна з газобетонних блоків

де $R_{в}$, R_3 – опори теплосприймання і тепловіддачі на контакті огороження відповідно із внутрішнім і зовнішнім середовищем.

При цьому опір теплосприймання [31] $R_g = 0.115 \frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}}$.

Опір тепловіддачі $R_3 = 0.0435 \frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}}$.

Потрібна товщина утеплювача з мінераловатних плит

$$R = 0,115 + \frac{0,04}{0,93} + \frac{0,3}{0,14} + \frac{x}{0,04} + 0,0435 = (2,344 + \frac{x}{0,04}) \left(\frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}} \right) = 4,0;$$

$$\delta_3 = (4,0 - 2,344) \cdot 0,04 = 0,066 \text{ (м)}.$$

Виходячи з отриманого значення необхідного теплового опору та вимог зовнішнього вигляду фасаду приймаємо товщину стінового утеплювача з мінераловатних плит - $\delta = 100 \text{ мм}$.

Загальний опір теплопередачі:

$$R = 2,344 + \frac{0,1}{0,04} = 4,84 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт} > 4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}.$$

Зовнішня стіна відповідає вимогам теплопередачі.

4.1.7 Інженерне обладнання

Опалення

Проектовані системи опалення двотрубні з верхнім розведенням.

Трубопроводи системи опалення виконано з сталевих труб Ду65-Ду15, які прокладаються відкрито.

Опалення здійснюється панельними радіаторами бокового підключення «Korado» тип 22 з термостатичним вентилем.

Ворота приміщень автостоянок оснащено повітряними завісами періодичної дії.

Вентиляція

Вентиляція приміщень прийнята припливно-витяжна з природним спонуканням. Приплив повітря в приміщення передбачається через квартирки в вікнах, що відкриваються, через вбудовані у вікнах провітрювачі і за рахунок інфільтрації через будівельні конструкції.

Витяжка повітря передбачена природна за допомогою вентиляційних каналів.

В санвузлах вентиляція витяжна механічна, з використанням настінних вентиляторів S@PEDM100Z.

Повітропроводи, що прокладаються на даху будівлі теплоізолюються.

Водопровід та каналізація

1. В будівлі проектується наступні системи:

- господарчо-питний- протипожежний водопровід (В1);
- гаряче водопостачання з циркуляційним трубопроводом (Т3, Т4);
- побутова каналізація (К1);
- внутрішні водостоки (К2).

Джерелом водопостачання є два вводи водопроводу Ø 110x2,7 мм (ПНП). На ввіді в будинок встановлено лічильник холодної води МТК-32- МАМ Ду32 з обвідною лінією і засувкою з електроприводом Ду100 мм. На мережі холодного водопостачання, відгалуження до бойлера і на підживлення системи опалення встановлюється лічильник МТ-20 Ду20 і МТ-15 Ду15 в даховій котельні.

В насосній станції передбачається контроль тиску на ввіді водопроводу з встановленням манометру.

Найменший гарантований тиск в існуючій мережі згідно ТУ дорівнює 15 м.в.ст., що не забезпечує необхідний тиск споживачам, тому в насосній станції на відм. 0.000 передбачається встановлення підвищувальної насосної станції.

для госпитного водопостачання Wilo-Economy CO 3 МНІ 804ER продуктивністю 5,0-10 м³/год, тиском 34,0 м.в.ст. N=1,5 кВт (2роб, 1рез) з частотним перетворювачем.

Для протипожежного водопостачання Wilo-Economy CO 2 1604- 6ER продуктивністю 18,0 м³/год, тиском 34,0 м.в.ст. N=2,5 кВт (1роб, 1рез)

Кожна установка поставляється цілком змонтованою, готовою до підключення, з арматурою, датчиками і реле тиску, електромонтажем та регулюванням.

Насосні установки встановлюються на віброоснову, а на напірних і всмоктуючи трубопроводах передбачені вібро-вставки.

Робота протипожежних насосів, а також засувки з електро- приводом розташованої на водомірному вузлі, автоматизується від натискання кнопок у пожежних кранів. В будинку прийняті до встановлення пожежні крани: діаметр 50 мм, діам. спрису 16 мм. Довжина пожежного рукава 20,0 м.

Проектом передбачено кільцювання пожежних стояків (на плані відм. 23.400) з водорозбірними стояками. Трубопровід прокладається за підшивною стелею і ізолюється «Climaflex» δ=9мм.

Магістральні трубопроводи господарчо-питного та протипожежного водопроводу запроектовані із сталевих водогазопровідних оцинкованих труб діам.

32-80 мм за ГОСТ 3262-75*, розподільчі трубопроводи пластикових труб системи «KAN-therm» зі з'єднувальними частинами..

Сталеві трубопроводи необхідно пофарбувати олійною фарбою за 2 рази.

Гаряче водопостачання будівлі передбачається від проектуємої дахової котельні, яка розташована на відм. +23,850.

На гарячому і циркуляційному трубопроводах встановлено лічильники ВСТ-U-1 Ду20 СП «АКВА-Україна» (див.проект «Дахова котельня»).

В верхніх точках трубопроводів системи гарячого водопостачання передбачені автоматичні повітрявипускники, а в нижніх точках передбачені крани для спуску води.

Система гарячого водопроводу запроектована із сталевих водогазопровідних оцинкованих труб діаметром 25, 32 мм за ГОСТ 3262-75* (магістральні) та пластикових труб системи «KAN-therm» зі з'єднувальними частинами (розподільчі).

Трубопроводи, які прокладається в підшивній стелі ізолюється «Climaflex» $\delta=13\text{мм}$.

Побутові стоки від об'єкта будівництва відводяться самопливом до вуличної каналізаційної мережі.

Система внутрішньої побутової каналізації проектується з чавунних каналізаційних труб по ГОСТ 6942.3-80 $\varnothing 100$ (стояки) і поліетиленових труб 50-100мм по ГОСТ 22689.2-80.

Внутрішні водостоки проектуються з сталевих труб $\varnothing 89 \times 3$ мм, 108×3 мм по ГОСТ 10704-91. Водостічні воронки передбачені з електропідігрівом.

Сталеві трубопроводи необхідно пофарбувати олійною фарбою за 2 рази.

Стояки обшити конструкціями з гіпсокартону.

Приймання внутрішніх санітарно-технічних робіт і трубопроводів водопроводу та каналізації проводити на підставі технічної документації, зовнішнього огляду, гідравлічних випробувань і досліджень.

Кріплення приладів і трубопроводів робити стандартними і нормалізованими кріпильними деталями по серії 4.904-69 “Деталі кріплення санітарно-технічних приладів і трубопроводів”

Зовнішнє пожежогасіння здійснюється від одного запроєктованого пожежного гідранта, встановленого на проєктованій мережі водопроводу $\varnothing 100$ мм ($Q=10$ л/с, $t=3$ год).

Вся продукція, що підлягає обов'язковій сертифікації, у тому числі протипожежного призначення, повинна мати сертифікат відповідності, який замовник надає при здачі об'єкту в експлуатацію.

Електропостачання

Загальний облік електроенергії встановлюється в РУ-10кВ запроєктованого ЗТП.

Електроспоживачі будівлі, відносяться до I та II категорії по надійності.

Потужність приєднання складає $P=294,1$ кВт, в тому числі $P=28,33$ кВт по I категорії.

Розрахункова потужність споживання становить $P=239$ кВт.

Облік електроенергії згідно з ТУ передбачено в ЗТП в РУ-10кВ. / Див. РП1,06-1-ЭС. /

Для електроприймачів I категорії, запроєктовано дизель-генераторну установку $P=40$ кВА.

Для розподілення електроенергії в електрощитовій передбачено встановлення двох шаф ввідно - розподільчих пристроїв ВРУ 78М-4.1 та шафу АВР-363М-63-54УЗ.

Щитки робочого освітлення запроєктовані на кожному поверсі, а на посту охорони встановлюється щиток аварійного та евакуаційного освітлення.

На стінах приміщень, запроєктовані однополюсні розетки 220В з третім захисним контактом, які повинні використовуватись за технологічним призначенням.

В електромережі розеток передбачено диф. автомати захисного відключення типу АД-12 розраховані на струм витоку 30 мА.

На шляху евакуації передбачені світильники з написом "Вихід". Вони повинні мати своє автономне електроживлення - акумулятор.

Мережі освітлення виконуються кабелями з мідними жилами марки ВВП 3x2,5, ВВП 3x1,5в пустотах стін та прокладеному в гофрорукавах за підвісною стелею.

Проектом передбачено відключення системи вентиляції при пожежі шляхом блокування системою пожежної сигналізації розподільчих шаф живлення кондиціонерів.

4.1.8 Протипожежні заходи

Ступінь вогнестійкості проєктованого об'єкта – I [33].

На генплані забезпечені і передбачені протипожежні розриви між будівлями, необхідні під'їзди та проїзди для пожежних машин призначені з врахування I ступеня вогнестійкості [23].

Конструктивні елементи будівлі згідно забезпечують I ступінь вогнестійкості.

Оздоблення об'єкту виконано з негорючих матеріалів. На території влаштовано пожежний гідрант.

Електроустаткування виконано згідно ПУЭ-85.

Комутаційні та захисні апарати ліній, що живлять системи протипожежних улаштувань та аварійного освітлення повинні мати відмінний колір (червоний).

Протипожежні заходи враховані в об'ємно - планувальному та конструктивному рішенні у відповідності з призначенням та місткістю будівлі.

Засобом евакуації із будинку в аварійних обставинах є сходові елементи. Кожна квартира має другий евакуаційний вихід через балкон, обладнаний захищеною площадкою розміром 1200x1200 мм.

Двері вхідні, тамбурів, сходових кліток, протипожежні двері обладнані дверним замикачем ЗД1 ГОСТ 5091-78 та ущільненням в притворах герметичним шнуром по ГОСТ 6479-79. Всі ці двері не повинні мати затворів, які не можуть бути відкриті з середини без ключа на шляхах евакуації.

В передпокої кожної квартири встановлюється вогнегасник типу ОП-5.

Зовнішнє пожежегасіння здійснюється від пожежних гідрантів, встановлених в колодязях на міській водопровідній мережі в місцях, доступних для пожежних машин.

Шляхи евакуації запроектовані з врахуванням вимог [23, 33] у відношенні ширини, вогнестійкості огорожувальних конструкцій, напрямків відчинення дверей. Ширина і довжина шляхів евакуації прийнята в нормах необхідного часу евакуації людей. Евакуаційні виходи проєктом передбачені безпосередньо назовні через тамбури.

Сходові клітки запроектовані з природнім освітленням через прорізи в зовнішніх стінах.

Оздоблення стін, стель прийняті з важкозаймистих матеріалів.

Проєктом передбачено аварійне освітлення, автоматична пожежна сигналізація і повідомлення про пожежу.

4.1.9 Санітарні умови і вимоги

Температура, відносна вологість, швидкість руху повітря в приміщеннях будинку має відповідати оптимальним нормам. Для підтримання в приміщенні нормативної температури повітря в холодну пору року передбачається система водяного опалення. Теплоносієм для систем опалення є гаряча вода з параметрами $T_1=95^{\circ}\text{C}$, $T_2=70^{\circ}\text{C}$.

Кімнати мають природне бічне освітлення через вікна, та штучне освітлення електричними лампами.

Природне освітлення нормується за допомогою коефіцієнта природного освітлення, який для різних кімнат неоднаковий.

Основним джерелом шуму є автотранспорт. Для зниження рівня звукового тиску до нормативно-допустимого, проєктом передбачається наступні заходи:

- зелені насадження, служать захисним екраном;

проєктом передбачено використання вікон, конструкція яких знижує проникнення шуму та пилу в приміщення.

4.2 Основи та фундаменти

4.2.1 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

Рельєф ділянки рівнинний з незначним нахилом на південний схід.

В геологічній будові на розвідану глибину до 30 м приймають участь четвертинні відкладення еолово-делювіального генезису, які представлені жовтими суглинками та пісками, що підстеляються тугопластичними глинами.

З поверхні до глибини 0,40-0,60 м суглинки перекриваються чорноземом.

Присутній один рівень підземних вод на глибині 10,00 м. Сезонні коливання рівня підземних вод може сягати $\pm 1,2$ м.

Геологічний розріз наведений на рис. 4.2, фізико-механічні властивості ґрунтів в табл. 4.7.

Таблиця 4.7 – Зведена інженерно-геологічна колонка і рекомендовані значення фізико-механічних характеристик ґрунтів (нормативні значення)

Найменування ґрунту, потужність, м	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	W	W _L	W _P	I _P	I _L	e	γ_d , кН/м ³	S _r	ϕ , град	c, кПа	ν	E, МПа
Чорнозем 0,4-0,6	16,1	-	0,18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок жовтобурий 1,7-1,9	17,0	26,8	0,15	0,25	0,19	0,06	0,667	0,813	14,78	0,495	17	17	0,33	7,4
Суглинок жовтий 5,8-6,2	18,2	26,8	0,16	0,21	0,12	0,09	0,44	0,76	15,7	0,61	21	25	0,34	16,0
Глина червонобура 3,2-3,6	19,2	27,1	0,28	0,42	0,21	0,21	0,333	0,807	15,0	0,94	16	46	0,42	16,3
Каолін тугопластичний Проб. потуж. 3,0 м	18,3	27,1	0,24	0,34	0,18	0,16	0,31	0,85	14,6	0,78	19	18	0,41	15,4

Клас споруди за ступенем відповідальності – СС2 [30].

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту визначається за формулою [21, 28]:

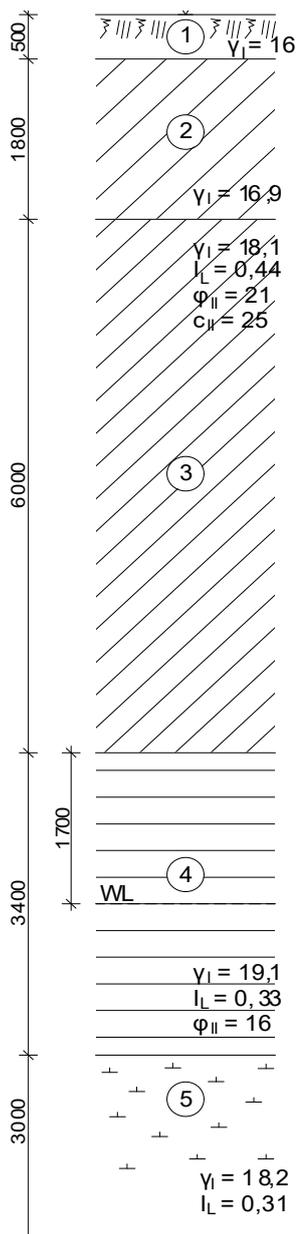


Рисунок 4.2 – Геологічний розріз

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,23 \sqrt{(5,1 + 3,8 + 2,9)} = 0,79 \text{ (м):}$$

$$d_f = 1,1 d_{fn} = 1,1 \times 0,79 = 0,9 \text{ (м).}$$

4.2.2 Визначення навантажень на фундамент

Розрахунок виконуємо для фундаментів під середню колону по осі В,4, як одну з найбільш навантажених. Навантаження збираємо в рівні обрізу фундаментів. Вантажна площа для середньої колони по осі В,4

$$A_{\text{вант.}} = 7,8 \times 7,5 = 58,5 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Висота цокольного поверху 4,8 м, типового поверху 3,30 м. Вага 1 м² плит перекриття - 3,0 кН.

Вага 1 м² конструкції підлоги:

• лінолеум 5 мм	0,15 кН;
• прошарок з клейової мастики – 1 мм	0,05 кН;
• стяжка з цементно-піщаного розчину М150 - 40мм	0,88 кН;
• Звукоізоляційний шар – деревоволокниста плита ($\gamma=125-250\text{кг/м}^3$) - 16мм	0,22 кН;
• шар звукоізоляції	<u>0,08</u> кН;
Разом	1,38 кН.

Вага 1 м² конструкції покрівлі:

• покрівельний килим: т.п.о.	0,20 кН;
• армована стяжка 45 мм	0,90 кН;
• утеплювач фірми "Rockwool" 160 мм	0,13 кН;
• похилоутворюючий шар керамзитовий гравій ($\gamma=700\text{ кг/м}^3$)	0,70 кН;
• пароізоляція	0,05 кН;
• стяжка з цементно-піщаного розчину М150 -14мм	<u>0,25</u> кН;
Разом	2,23 кН.

Вага перегородок на 1 м² підлоги - 3,2 кН.

Коефіцієнти поєднань корисних навантажень для середніх колон [29]

$$\psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{A}{A_1}}} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{\frac{58,4}{9}}} = 0,635;$$

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{0,635 - 0,4}{\sqrt{8}} = 0,483.$$

Результати розрахунків представлені у таблиці 4.8.

Найбільш несприятливим сполученням навантажень для фундаменту колони буде їх сума з урахуванням коефіцієнтів сполучень.

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,975$ для другої групи граничних станів і $\gamma_n = 1,1$ для першої групи) [30], маємо для середньої колони по осі В,4:

Таблиця 4.8 - Навантаження на фундамент середньої колони по осі Б,4

Найменування навантаження і формула підрахунку	X_e , кН	γ_{fm}	X_m , кН
1 Постійні вертикальні навантаження			
1. Вага колони 0,3x0,3x31,8x25	71,6	1,1	78,7
2.Вага плит перекриття 3,0x58,5x11	1927,2	1,1	2120,0
3.Вага ригелів 35,1x11	386,1	1,1	424,7
4.Вага конструкції підлоги 1,38x58,5x10	805,9	1,3	1047,7
5. Вага покрівлі 2,23x58,5	<u>130,5</u>	1,3	<u>169,6</u>
Всього:	3321,3		3840,7
2.Змінні вертикальні навантаження			
Корисне навантаження на перекриття (4,0+1,5x8+0,7)x58,5x0,483	471,9	1,3	613,4
Навантаження від перегородок 3,2x58,5x8	1497,6	1,2	1797,1
Снігове навантаження 1,45x58,5 ($\gamma_{fe}=0,49$)	<u>41,6</u>	1.14	<u>96,7</u>
Всього:	2011,1		2507,2

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n =$$

$$= (3321,3 + 0,9 \times (471,9 + 41,6) + 0,95 \times 1497,6) \times 0,975 = 5076,0 \text{ (кН/м)};$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (3840,7 +$$

$$+ 0,9 \times (613,4 + 96,7) + 0,95 \times 1797,1) \times 1,1 = 6805,7 \text{ (кН/м)}.$$

4.2.3 Проектування фундаменту у варіанті з забивних призматичних паль

Вибір довжини і марки палі

Основою для паль може служити будь-який шар основи. Виходячи з діючого навантаження обираємо для розгляду забивні призматичні палі С10-30 з умови сприйняття доволі значного навантаження.

З забезпеченням для висоти ростверку кратності 300 мм приймаємо відмітку подошви -6,700 (при цьому висота ростверку 1800 мм). Положення паль у ґрунті показане на рисунку 4.3.

Визначення несучої здатності палі

Розрахункове навантаження на палю

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (4.2)$$

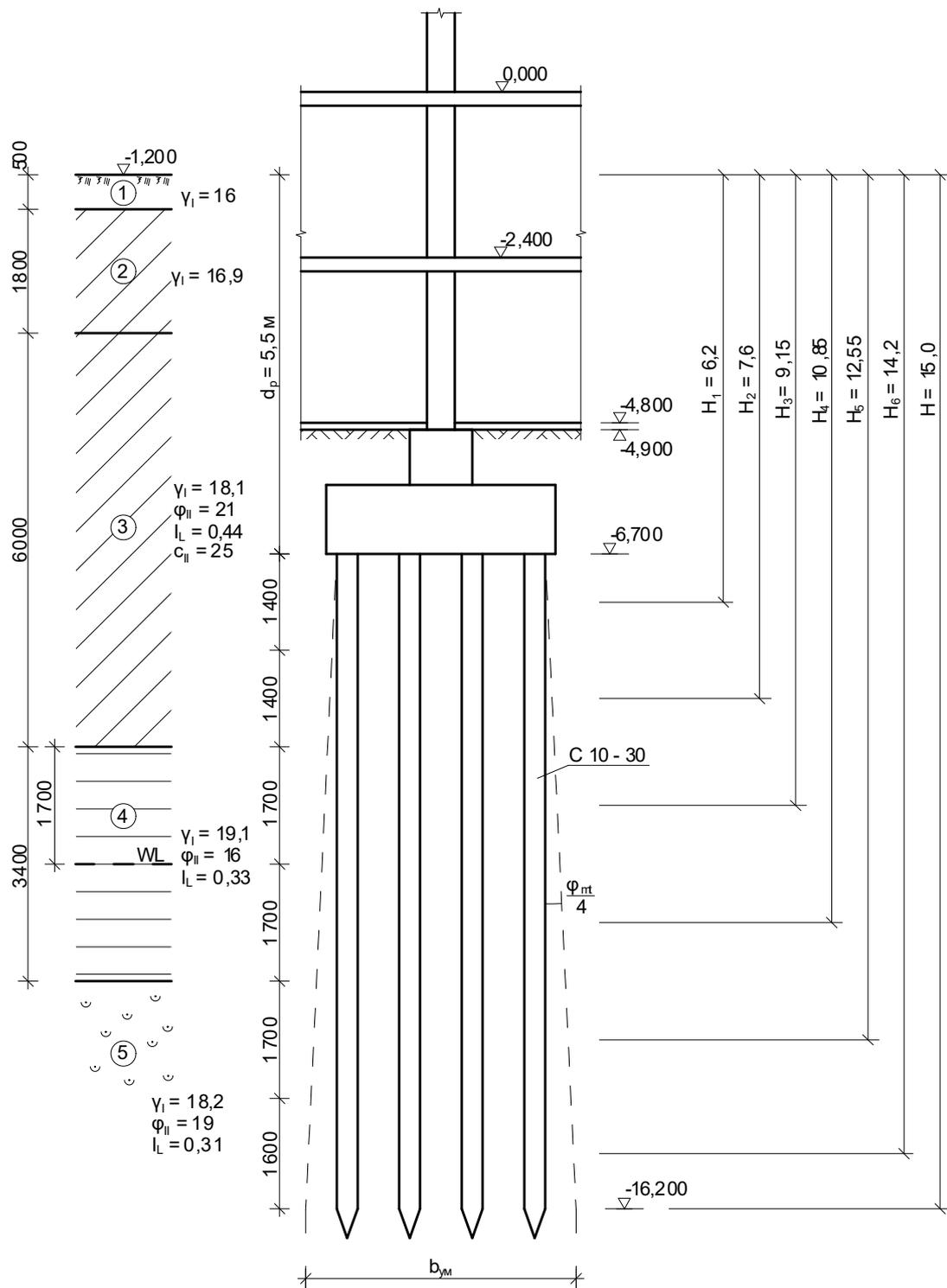


Рисунок 4.3 – Положення забивних висячих паль у ґрунті і їх розрахункова схема

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cd} R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (4.3)$$

де коефіцієнти умов роботи для забивних паль, згідно з [21] $\gamma_c=1$, $\gamma_{CR}=\gamma_{CF}=1$;

розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R знаходимо за таблицею Н.2.1 [21]. $R = 3890$ кПа;

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи по бічній поверхні палі, що визначається за формулою табл. Н.2.2 [21], для попередніх розрахунків допускається f_i приймати за табл. Н.2.2 [21], кПа;

h_i - товщина i -го шару ґрунту, що прорізається боковою поверхнею палі, м.

Ґрунтові умови майданчика забудови в межах довжини палі представлені такими нашаруваннями (рис. 4.2, 4.3):

Чорнозем товщиною 0,5 м, $\gamma_1 = 16,0$ кН/м³;

суглинок жовтобурий, м'якопластичний товщиною 1,8 м, $\gamma_1 = 16,9$ кН/м³; $c_1 = 17,0/1,5 = 11,3$ (кПа); $\varphi_1 = 17^\circ/1,15 = 14,8^\circ$; $I_L = 0,667$;

суглинок жовтий товщиною 6,0 м, $\gamma_1 = 18,1$ кН/м³, $c_1 = 25,0/1,5 = 16,7$ (кПа); $\varphi_1 = 21/1,15 = 18^\circ$; $I_L = 0,44$;

глина червонобура товщиною 3,4 м, $\gamma_1 = 19,1$ кН/м³, $c_1 = 46/1,5 = 30,7$ (кПа); $\varphi_1 = 16/1,15 = 13,9^\circ$; $I_L = 0,333$;

каолін, $\gamma_1 = 18,2$ кН/м³, $c_1 = 18/1,5 = 12$ (кПа); $\varphi_1 = 19/1,15 = 16,5^\circ$; $I_L = 0,31$;

рівень ґрунтових вод – 10,0 м.

Визначимо розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі, розділивши ґрунтову товщу на шари потужністю ≤ 2 м (див. рис. 4.3). Розрахунок опору по бічній поверхні представлений у таблиці 4.9. в таблиці прийняті позначення:

$\sigma_{zg,i}$ – напущення від власної ваги ґрунту в середині i -го шару ґрунтової основи;

ν_i – коефіцієнт Пуасона ґрунту в середині i -го шару ґрунтової основи.

Несуча здатність висячої забивної призматичної палі

$$F_{d1} = 1(1 \cdot 3890 \cdot 0,30^2 + 1,2 \cdot 384,3) = 811,2 \text{ (кН)}.$$

$$F_{d2} = 1(1 \cdot 3890 \cdot 0,30^2 + 1,2 \cdot 522,6) = 977,2 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове навантаження на палю за формулою (3.8)

$$N_1 = 811,2/1,4 = 579,4 \text{ (кН)}; \quad N_2 = 977,2/1,4 = 698,0 \text{ (кН)}.$$

Допустиме навантаження на палю $N = 579,4$ кН.

Таблиця 4.9 - Розрахунок опору по бічній поверхні забивної палі

H_i , м	f_{1i} , кПа (за табл. Н.2.2)	h_i , м	$f_i \cdot h_i$	Вид ґрунту	$\sigma_{zg,i}$, кПа	ν_i	φ_i , °	c_i , кПа	f_{2i} , кПа (за формулою Н.2.2)	$\gamma_{cf,i} f_{2i} \cdot h_i$, кН/м
6,2	28	1,4	39,2	$I_L = 0,44$	109,0	0,34	18	16,7	34,9	48,9
7,6	29	1,4	40,6	$I_L = 0,44$	134,4	0,34	18	16,7	36,6	51,2
9,15	42	1,7	71,4	$I_L = 0,33$	167,0	0,42	13,9	30,7	60,6	103,0
10,85	43	1,7	73,1	$I_L = 0,33$	199,4	0,42	13,9	30,7	66,4	112,9
12,55	48	1,7	81,6	$I_L = 0,31$	231,1	0,41	16,5	12	59,6	101,3
14,2	49	1,6	78,4	$I_L = 0,31$	261,2	0,41	16,5	12	65,8	105,3
$\Sigma=384,3$									$\Sigma= 522,6$	

Визначення кількості палей і перевірка навантаження на палю

Потрібна кількість палей $n = 6805,7 \cdot 1,15 / 579,4 = 13,5$ (шт.).

Приймаємо куц з 14 палей. Розташовуємо палі з відстанню між ними $3d = 0,9$ м. Розміщення палей у плані показане на рисунку 4.4. Розміри ростверку приймаємо 3300×3300 мм з урахуванням звисів не менше, ніж по 100 мм з кожної сторони, можливості розміщення підколонника і кратності розмірів підшви ростверка 300 мм.

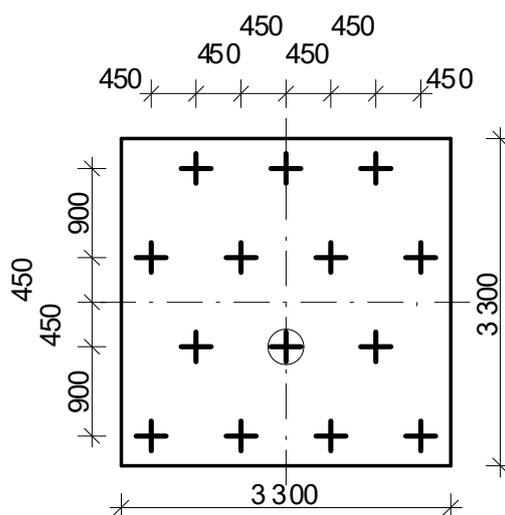


Рисунок 4.4 – Розміщення палей в плані у ростверку по осі 4,В

Виконаємо перевірку навантаження на палю з урахуванням фактичної ваги ростверку і палей.

Вага палі $G_{\text{пали}} = 0,3^2 \cdot 10,5 \cdot 25,0 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 28,6$ (кН).

Вага ростверку з ґрунтом на його уступах $G_p = 3,3 \cdot 3,3 \cdot 1,9 \cdot 22 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 550,8$ (кН). Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю

$$N = \frac{N_m + G_p + G_{\text{паль}}}{n} + \frac{M_x \cdot x_{\text{max}}}{\sum x_i^2} = \frac{6805,7 + 550,8 + 28,6 \cdot 14}{14} = \frac{7756,9}{14} = 554,1 \text{ (кН)} < 579,4 \text{ кН.}$$

Отже, несуча здатність палей при обраному їх розташуванні забезпечена. Зупиняємось на варіанті з 14 палей С10-30.

Розрахунок осідання пального фундаменту

Розрахунок осідання відноситься до другої групи граничних станів, отже враховуємо експлуатаційне розрахункове значення навантаження. Згідно з п. 4.2.2 $N_e = 5076,0$ кН.

Нормами [21] передбачені два методи розрахунку осідання пального фундаменту.

Розрахунок осідання за розрахунковою схемою умовного фундаменту.

Розміри умовного фундаменту визначаються такими параметрами

$$\varphi_{mt} = \frac{\varphi_1 h_1 + \varphi_2 h_2 + \varphi_3 h_3 + \varphi_4 h_4}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4} = \frac{21 \cdot 2,8 + 16 \cdot 3,4 + 19 \cdot 3,3}{2,8 + 3,4 + 3,3} = 18,5$$

$$\text{tg} \left(\frac{18,5}{4} \right) = 0,0809.$$

$$b_y = l_y = b_1 + 2h \text{tg}(\varphi_{mt}/4) = 3,0 + 2 \cdot 10,5 \cdot 0,0809 = 4,7 \text{ (м)}.$$

Визначаємо об'єми елементів умовного фундаменту

$$V_{\text{ум.}} = l_{\text{ум.}} \cdot b_{\text{ум.}} \cdot d_{\text{ум.}} = 4,7 \cdot 4,7 \cdot 11,4 = 251,8 \text{ (м}^3\text{)}.$$

$$V_p + V_{\text{гр.}} = 3,3 \cdot 3,3 \cdot 1,9 = 20,7 \text{ (м}^3\text{)};$$

$$V_{\text{паль}} = 0,3^2 \cdot 10,5 \cdot 14 = 13,2 \text{ (м}^3\text{)}.$$

$$V_{\text{гр.}} = 251,8 - 20,7 - 13,2 = 217,9 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Визначаємо вагу елементів умовного фундаменту

$$G_p + G_{\text{гр.}} = 20,7 \cdot 22 = 455,4 \text{ (кН)};$$

$$G_{\text{паль}} = 13,2 \cdot 25 = 330,0 \text{ (кН)}.$$

$$\gamma_{mt} = \frac{18.2 \cdot (2.8 + 1.9) + 19.2 \cdot 3.4 + 18.3 \cdot 3.3}{2.8 + 1.9 + 3.4 + 3.3} = 18.5 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^3} \right).$$

$$G_{\text{гр.}} = 217.9 \cdot 18.5 = 4037.0 \text{ (кН)}.$$

Повний тиск в рівні підшви умовного фундаменту

$$p = \frac{N_e + G_{p+gp} + G_{gp.} + G_{наль}}{A_{ум.}} = \frac{5076.0 + 455.4 + 4037.0 + 330.0}{4.7 \cdot 4.7} = 448.1 \text{ (кПа)}.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи умовного фундаменту

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c_1} \cdot \gamma_{c_2}}{K} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \\ &= \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.1} \cdot [0.47 \cdot 1 \cdot 4.7 \cdot 18.3 + 2.89 \cdot 11.4 \cdot 17.6 + 1.89 \cdot 2.0 \cdot 17.6 + 5.48 \cdot 18] \\ &= 892.9 \text{ (кПа)}, \end{aligned}$$

де $\gamma_{c_1} = 1.2$, $\gamma_{c_2} = 1.1$ для глини з $0.25 < I_L < 0.5$ (табл. Е7 [44])

$\kappa = 1.1$, оскільки характеристики ґрунту визначені за таблицями.

$M_\gamma = 0.47$, $M_q = 2.89$, $M_c = 5.48$, при $\varphi = 19^\circ$ (табл. Е8 [44]).

Тиск під підшвою умовного фундаменту без врахування власної ваги ґрунту в межах умовного фундаменту

$$N_\Sigma = N_e + G_{p+гр} + G_n = 5076.0 + 455.4 + 330.0 = 5861.4 \text{ (кН) Тиск}$$

$$p = N_\Sigma / A_y = 5861.4 / (4.7 \cdot 4.7) = 265.3 \text{ (кПа)}.$$

Тиск від власної ваги ґрунту від підшви ростверка до підлоги підвалу $\sigma_{zg0} = 18.0 \cdot 1.9 = 34.2$ (кПа).

Необхідні вихідні дані для розрахунку осідання методом пошарового підсумовування.

$$h_i = 0.2b_y = 0.2 \cdot 4.7 = 0.94 \text{ (м)}. \quad \eta = l_{ym}/b_{ym} = 4.4/4.4 = 1.0.$$

$$\sigma'_{zq,0} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i = 17.6 \cdot 5.5 = 96.9 \text{ (кПа)}. \quad \eta = l_k/b_k = 37/34 = 1.09.$$

Розрахунок осідання ґрунту наведений у таблиці 4.10.

При глибині котловану $d = 5.5 \text{ м} > 5 \text{ м}$, осідання фундаменту знаходимо з врахуванням вторинного навантаження.

Таблиця 4.10 – Розрахунок осідання пальового фундаменту

b = 4,7	l = 4,70	(для ленточного ввести 10*b)	
bk = 34	lk = 37	(для ленточного ввести 10*b)	
	p = 265,3	$\sigma_{\gamma} = 96,90$	$\sigma_{zg} = 34,20$

$$S = 0,02155583$$

Z	γ	$2Z/b$ y	α	σ_{zp}	σ_{zg}	$2Z/bk$	α_k	σ_{γ}	$\sigma_{zp}(cp)$	$\sigma_{\gamma}(cp)$	E	h	S ₁	S ₂
0		0	1	265,3	34,2	0	1	96,9						
0,94	18,3	0,4	0,9604	254,79357	51,402	0,0553	0,999888	96,889	260,05	96,895	15400	0,94	0,007967	0,000946
1,88	18,3	0,8	0,7997	212,16611	68,604	0,1106	0,999111	96,814	233,48	96,851	15400	0,94	0,006672	0,000946
2,82	18,3	1,2	0,6064	160,88956	85,806	0,1659	0,997052	96,614	186,53	96,714	15400	0,94	0,004386	0,000944
3,76	18,3	1,6	0,4492	119,184	103,008	0,2212	0,993185	96,24	140,04	96,427	15400	0,94	0,00213	0,000942
4,7	18,3	2	0,3361	89,169373	120,21	0,2765	0,9871	95,65	104,18	95,945	15400	0,94	0,000402	0,000937
5,64	18,3	2,4	0,2568	68,12734	137,412	0,3318	0,978527	94,819	78,648	95,235	15400	0,94	0	0,000930
6,58	18,3	2,8	0,2007	53,254746	154,614	0,3871	0,967336	93,735	60,691	94,277	15400	0,94	0	0,000921
7,52	18,3	3,2	0,1603	42,533996	171,816	0,4424	0,953527	92,397	47,894	93,066	15400	0,94	0	0,000909
8,46	18,3	3,6	0,1305	34,630465	189,018	0,4976	0,937215	90,816	38,582	91,606	15400	0,94	0	0,000895
													$\Sigma =$	0,01688

У результаті розрахунків, наведених у таблиці 4.10, осідання фундаменту $S = 0,02155583 + 0,01688 = 0,03844(\text{м}) = 3,84 \text{ см}$.

Допустиме осідання для будинків із залізобетонним каркасом $S_u = 10 \text{ см}$.

Умова $S = 3,84 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}$ виконується.

Рзрахунок польового фундаменту за деформаціями основи за розв'язанням задачі про переміщення стержня в пружному півпросторі.

Вихідні дані для розрахунку приймаємо за рисунком 4.3.

Визначимо осідання одиночної палі в куці (рис. 4.4).

Вертикальне навантаження від колони $N_e = 5076,0 \text{ кН}$.

Вага ростверку з ґрунтом на його уступах $G_p + G_{гр.} = 455,4 \text{ (кН)}$;

Середнє навантаження на палю

$$P = \frac{5076,0 + 455,4}{14} = 395,1 \text{ (кН)}.$$

Коефіцієнт Пуасона в межах напруженої зони

$$\nu = \frac{\sum \nu_i h_i}{\sum h_i} = \frac{0,34 \cdot 2,8 + 0,42 \cdot 3,4 + 0,41 \cdot (3,3 + 1,2)}{9,5 + 1,2} = 0,395.$$

Граничний опір палі $P_u = 1,25 F_d = 1,25 \cdot 811,2 = 1014 \text{ (кН)}$.

Навантаження на палю на межі пропорційності

$$P_e = 0,5 P_u = 0,5 \cdot 1014 = 507 \text{ (кН)}.$$

Необхідні значення модулів деформації ґрунту під нижнім кінцем палі і по довжині палі $E_p = 15,4 \text{ МПа}$.

$$E_f = \frac{\sum E_i h_i}{\sum h_i} = \frac{16,0 \cdot 2,8 + 16,3 \cdot 3,4 + 15,4 \cdot 3,3}{9,5} = 15,9 \text{ (МПа)}.$$

Вхідні параметри для таблиць норм

$$k_E = \frac{E_p}{E_f} = \frac{15,4}{15,9} = 0,97. \quad r = \frac{r_0}{l} = \frac{0,15}{9,5} = 0,0158.$$

Модуль деформації матеріалу палі при класі бетону С20/25 $E_0 = 30000 \text{ МПа}$.

Допоміжні параметри для визначення пружної складової осідання [21]

$$b = 0,051. \quad k_f = 1,4. \quad k_p = 2,9.$$

$$E = (1 - b)k_f E_f + k_p b E_p = (1 - 0,051) \cdot 1,4 \cdot 15,9 + 2,9 \cdot 0,051 \cdot 15,4 = 23,4 \text{ (МПа)}.$$

$$c = 0,721.$$

Пружна складова осідання палі

$$s_e = 2(1 + \nu) \frac{P_e c}{El} + \frac{P_e l(1 + b)}{2E_0 F} = 2(1 + 0,395) \frac{507 \cdot 0,721}{23400 \cdot 9,5} + \frac{507 \cdot 9,5 \cdot (1 + 0,051)}{2 \cdot 30000 \cdot 10^3 \cdot 0,3^2} = 0,00553 \text{ (м)}.$$

Осідання одиночної палі

$$s_1 = \frac{s_e P}{P_u - P} = \frac{0,00553 \cdot 395,1}{1014 - 395,1} = 0,00352 \text{ (м)}.$$

Визначимо осідання куща з 14 паль, взявши за основну одну з паль (див. рис. 4.4). Палі віддалені від середньої на відстані:

$$a_1 = 1,0 \text{ м} - 4 \text{ шт.}$$

$$a_2 = 0,9 \text{ м} - 2 \text{ шт.}$$

$$a_3 = 1,622 \text{ м} - 4 \text{ шт.}$$

$$a_4 = 1,8 \text{ м} - 1 \text{ шт.}$$

$$a_5 = 2,012 \text{ м} - 2 \text{ шт.}$$

$$\frac{a_1}{2r_0} = 1,0 / 0,3 = 3,333; \quad w_1 = 0,431; \quad k_{b1} = 1,0.$$

$$\frac{a_2}{2r_0} = 0,9 / 0,3 = 3,0; \quad w_2 = 0,435; \quad k_{b2} = 1,0.$$

$$\frac{a_3}{2r_0} = 1,622 / 0,3 = 5,41; \quad w_3 = 0,351; \quad k_{b3} = 1,0.$$

$$\frac{a_4}{2r_0} = 1,8 / 0,3 = 6,0; \quad w_4 = 0,321; \quad k_{b4} = 1,0.$$

$$\frac{a_5}{2r_0} = 2,012 / 0,3 = 6,707; \quad w_5 = 0,286; \quad k_{b5} = 1,0.$$

Для відповідних паль додаткове осідання середньої палі

$$s_{1,1} = 2(1 + \nu) \frac{w_j k_{bj}}{El} = 2(1 + 0,395) \frac{0,431 \cdot 1,0}{23400 \cdot 9,5} = 5,41 \cdot 10^{-6} \text{ (м)}.$$

$$s_{1,2} = 2(1 + \nu) \frac{w_j k_{bj}}{El} = 2(1 + 0,395) \frac{0,435 \cdot 1,0}{23400 \cdot 9,5} = 5,46 \cdot 10^{-6} \text{ (м)}.$$

$$s_{1,3} = 2(1 + \nu) \frac{w_j k_{bj}}{EI} = 2(1 + 0,395) \frac{0,351 \cdot 1,0}{23400 \cdot 9,5} = 4,405 \cdot 10^{-6} (м).$$

$$s_{1,4} = 2(1 + \nu) \frac{w_j k_{bj}}{EI} = 2(1 + 0,395) \frac{0,321 \cdot 1,0}{23400 \cdot 9,5} = 4,03 \cdot 10^{-6} (м).$$

$$s_{1,5} = 2(1 + \nu) \frac{w_j k_{bj}}{EI} = 2(1 + 0,395) \frac{0,286 \cdot 1,0}{23400 \cdot 9,5} = 3,59 \cdot 10^{-6} (м).$$

Осідання пального фундаменту з 14 паль

$$s_i = s_1 + \sum_{j=1}^n p_j s_{ij} = 0,00352 + 395,1(4 \cdot 5,41 \cdot 10^{-6} + 2 \cdot 5,46 \cdot 10^{-6} + 4 \cdot 4,405 \cdot 10^{-6} + 1 \cdot 4,03 \cdot 10^{-6} + 2 \cdot 3,59 \cdot 10^{-6}) = 0,0278 (м).$$

Допустиме значення осідання для будівель із залізобетонним каркасом $S_u = 10$ см [21]. Умова $S = 2,78$ см $< S_u = 10$ см виконується.

4.2.4 Розрахунок міцності тіла ростверку пального фундаменту, розрахованого за традиційною методикою

Перевірка міцності ростверку на продавлювання.

В першому наближенні приймаємо висоту плитної частини ростверка 700 мм. Розрахункова схема ростверка наведена на рис. 4.5.

Граничні розрахункові значення навантаження на фундамент

$$N_m = 6805,7 \text{ кН}; M_{x,m} = 0 \text{ кНм}; M_{y,m} = 0 \text{ кНм}.$$

В якості матеріалу фундаменту використовуємо бетон класу С20/25 та арматуру А400С (табл. 4.11).

Таблиця 4.11 - Фізико-механічні характеристики матеріалів [34, 35]:

Бетон С20/25		Арматура			
		А400С		А240С	
$f_{ck,prism}$, МПа	18,5	f_{yk} , МПа	400	f_{yk} , МПа	240
f_{cd} , МПа	14,5	f_{yd} , МПа	363,6	f_{yd} , МПа	228,6
f_{ctd} , МПа	1,0	f_{ywd} , МПа	285	f_{ywd} , МПа	170
E_{cm} , МПа	$30,0 \cdot 10^3$	ε_{ud}	0,025	ε_{ud}	0,025
$\varepsilon_{c3,cd}$	0,63	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$	E_s , МПа	$2,1 \cdot 10^5$
$\varepsilon_{cu3,cd}$	3,10	γ_s	1,1	γ_s	1,05
γ_{cl}	0,9				

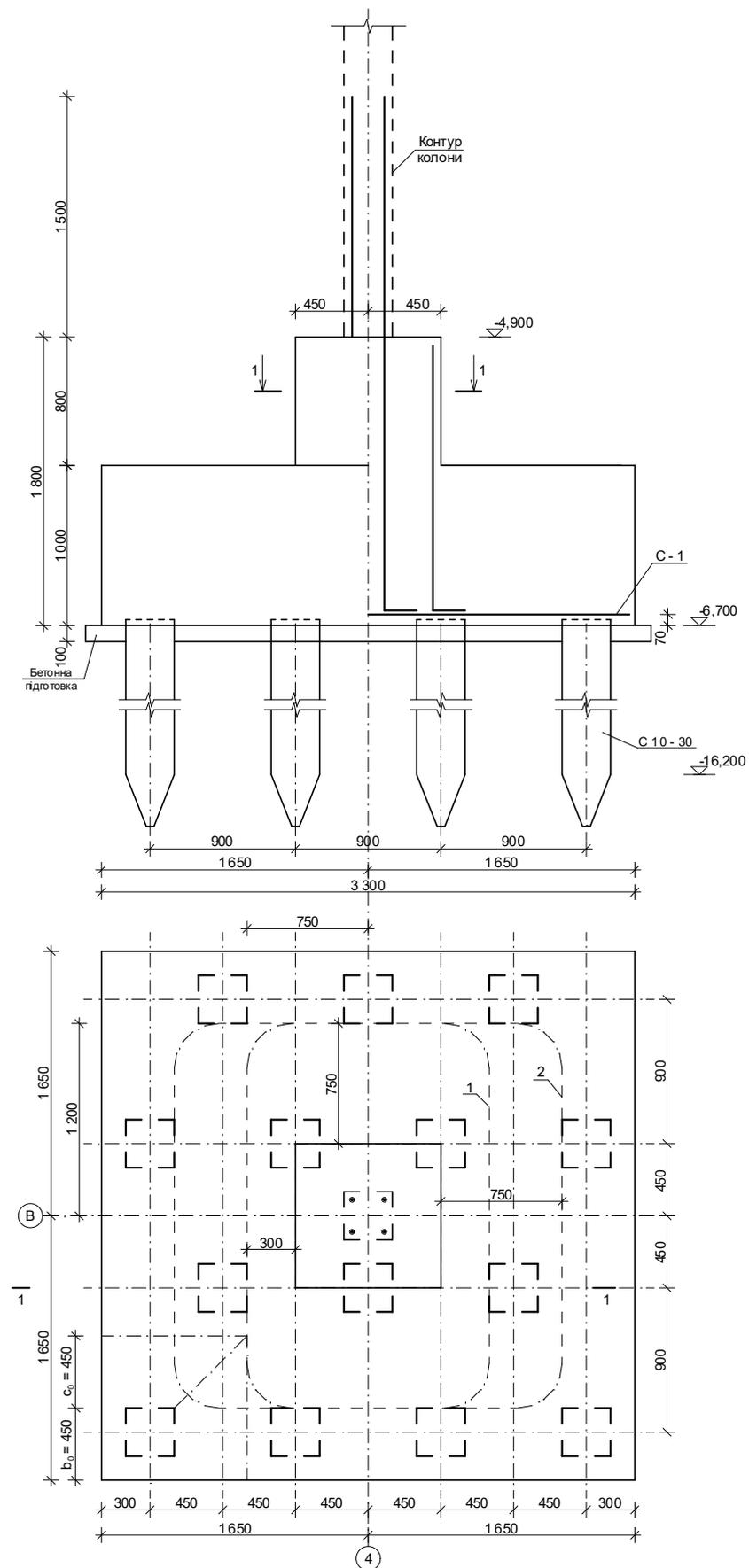


Рисунок 4.5 – Розрахункова схема ростверку для фундаменту з 5 палів

Під подошвою фундаменту передбачаємо бетонну підготовку, тому висоту захисного шару бетону можна прийняти рівною $a_s = 50$ мм, тоді робоча висота перерізу $z_s = h - a_s = 100 - 50 = 950$ (мм)

Висота фундаменту $H_f = 1,8$ м; розміри подошви ростверку $l \times b = 3,3 \times 3,3$ м; розміри підколонника в плані $h_c \times b_c = 0,9 \times 0,9$ м; висота плитної частини $h_l = 1000$ мм.

Розрахункове навантаження на палю без урахування ваги ростверку

$$F_1 = \frac{N_m}{n} + \frac{M_{xm} y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{6805,7}{14} = 486,1 \text{ (кН)}.$$

Коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною при зсуві

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556,$$

максимально допустиме значення опору на зріз, що може витримати переріз $V_{Rd, \max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \cdot 0,556 \cdot 13050 = 3625,3 \text{ (кПа)}$;

Перевіримо умову відсутності зрізу при продавлюванні поряд з підколонником (коефіцієнт β приймаємо рівним одиниці, оскільки згинальні моменти відсутні)

$$\text{Продавлювальна сила} \quad V_{Ed} = 11F_1 = 11 \cdot 486,1 = 5347,1 \text{ (кН)}.$$

$$V_{Ed, \sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} = \frac{1,0 \cdot 5347,1}{(0,9 + 0,9) \cdot 2 \cdot 0,95} = 1563,5 \text{ (кПа)} < V_{Rd, \max} = 3625,3 \text{ кПа}.$$

Умова виконується.

Оскільки зріз при продавлюванні здійснюється по внутрішніх гранях паль, то перевіримо опір продавлюванню на контрольному периметрі на відстані $c = 750(300)$ мм від контуру підколонника (рис. 4.5).

Продавлювальна сила

$$V_{Ed} = 11F_1 = 11 \cdot 486,1 = 5347,1 \text{ (кН)}.$$

$$u = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2c_1 = 2 \cdot 1,8 + 2 \cdot 0,9 + \pi \cdot 2 \cdot 0,3 = 6,99 \text{ (м)}.$$

Визначаємо розрахункову величину опору на зріз при продавлюванні фундаментних плит без поперечного армування

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{950}} = 1,459 < 2.$$

Відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{24,54}{100 \cdot 95,0} = 0,00258 < 0,02;$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,95}{0,75} = 0,035 \cdot 1,459^{3/2} 18,5^{1/2} \cdot 2,533 = 0,672 \text{ (МПа)}.$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,459 (100 \cdot 0,00258 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 2,533 = 0,859 \text{ (МПа)} \geq V_{\min} = 0,672 \text{ (МПа)}.$$

Перевіряємо умову міцності на зріз при продавлюванні при відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{1,0 \cdot 5347,1}{6,99 \cdot 0,95} = 805,2 \text{ (кПа)} < V_{Rd,c} = 859 \text{ кПа}.$$

Отже, міцність на продавлювання забезпечена.

Перевіримо опір продавлюванню на контрольному периметрі на відстані $c = 750(750)$ мм від контуру підколонника (рис. 4.5).

$$\text{Продавлювальна сила} \quad V_{Ed} = 11F_1 = 9 \cdot 486,1 = 4374,9 \text{ (кН)}.$$

$$u = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2c_1 = 2 \cdot 1,8 + 2 \cdot 1,8 + \pi \cdot 2 \cdot 0,3 = 9,08 \text{ (м)}.$$

Визначаємо розрахункову величину опору на зріз при продавлюванні фундаментних плит без поперечного армування

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{950}} = 1,459 < 2.$$

Відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{24,54}{100 \cdot 95,0} = 0,00258 < 0,02;$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,95}{0,75} = 0,035 \cdot 1,459^{3/2} 18,5^{1/2} \cdot 2,533 = 0,672 \text{ (МПа)}.$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,459 (100 \cdot 0,00258 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 2,533 = 0,859 \text{ (МПа)} \geq V_{\min} = 0,672 \text{ (МПа)}.$$

Перевіряємо умову міцності на зріз при продавлюванні при відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{1,0 \cdot 4374,9}{9,08 \cdot 0,95} = 507,2 \text{ (кПа)} < V_{Rd,c} = 859 \text{ кПа.}$$

Отже, міцність на продавлювання забезпечена.

Розрахунок на продавлювання кутовою палею.

Вага ростверку з ґрунтом на його уступах $G_{p+zp} = 550,8 \text{ (кН)}$.

Розрахункове навантаження на палю з урахуванням ваги ростверку

$$F_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xbot} y_{max}}{\sum y_i^2} = \frac{6805,7 + 550,8}{14} = 525,5 \text{ (кН)}.$$

Розрахункові параметри (позначення згідно з рис. 4.5):

$b_{01} = 0,45 \text{ м}; c_{01} = 0,45 \text{ м}; b_{02} = 0,45 \text{ м}; c_{02} = 0,45 \text{ м};$

$h_{01}/c_{01} = 950/450 = 2,11; h_{01}/c_{02} = 950/450 = 2,11,$

Коефіцієнти $\beta_1 = 0,955; \beta_2 = 0,955$.

Граничне навантаження на палю з умови продавлювання

$$\begin{aligned} F_{ai} &= V_{Rd,c} \cdot h_{01} \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right] = \\ &= 1050 \cdot 0,95 \left[0,955 \left(0,45 + \frac{0,45}{2} \right) + 0,955 \cdot \left(0,45 + \frac{0,45}{2} \right) \right] = 1286,0 \text{ (кН)} > F_1 = 525,5 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Міцність на продавлювання кутовою палею забезпечена.

Розрахунок міцності нахилених перерізів ростверку на дію поперечних сил.

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю з урахуванням ваги ростверка $F_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xbot} y_{max}}{\sum y_i^2} = \frac{6805,7 + 550,8}{14} = 525,5 \text{ (кН)}$.

$$V_{Ed} = 4F_1 = 4 \cdot 525,5 = 2102,0 \text{ (кН)}.$$

Мінімальна ширина перерізу балки $b_w = 3300 \text{ (мм)}$.

Максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз $V_{Rd,max} = 0,5 \cdot 3,3 \cdot 0,95 \cdot 0,556 \cdot 13,05 \cdot 10^3 = 11373,5 \text{ (кН)}$.

Перевіряємо умову міцності

$V_{Ed} = 2102 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 11373,5 \text{ кН}$. Розміри перерізу достатні.

Визначимо необхідність розрахунку поперечних стержнів.

Визначаємо максимальну поперечну силу, що може витримати переріз без поперечного армування з урахуванням коефіцієнта $\beta = a/2d = 750/2 \cdot 950 = 0,395$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} bd / \beta + 0 = \\ = 0,138 \cdot 1,459(100 \cdot 0,00258 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 3,3 \cdot 0,95 / 0,395 = 2,69 \text{ (МН)};$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,459^{3/2} 18,5^{1/2} = 0,265 \text{ (МН)}.$$

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d / \beta = (0,265 + 0,15 \cdot 0) 3,3 \cdot 0,95 / 0,395 = 2,105 \text{ (МН)}.$$

Приймаємо більше значення $V_{Rd,c} = 2,69 \text{ (МН)}$.

$V_{Ed} = 2102,0 \text{ кН} < V_{Rd,c} = 2690 \text{ кН}$. Умова міцності на зріз від поперечної сили виконана.

Розрахунок ростверку на згин.

Визначаємо згинальні моменти, що діють в перерізі 1-1 (рис. 4.5).

Згинальний момент від реакції паль з урахуванням ваги ростверку біля грані підколонника (переріз 1-1)

$$M = 4F_1(1,35 - 0,9/2) - \frac{G_{p+sp} \cdot (1,65 - 0,9/2)^2}{1,8 \cdot 2} = 4 \cdot 525,5 \cdot 0,9 - \frac{550,8 \cdot 1,2^2}{1,8 \cdot 2} = 1671,5 \text{ (кНм)}.$$

Знайдемо параметр λ
$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = (3,1 - 0,63)/3,1 = 0,797.$$

Максимально можлива стиснута зона.

$$x_1 = x_{lu} = z_s \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} = 0,95 \frac{3,1}{3,1 + 1,729} = 0,61 \text{ (м)};$$

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{363}{2,1 \cdot 10^5} = 0,001729.$$

Визначаємо розрахункове значення величини стиснутої зони x_1

$$x_1 = \frac{d \cdot q_c - \sqrt{d^2 \cdot q_c^2 - 4k_\lambda q_c M}}{2q_c k_\lambda}, \text{ [м]}, \quad (4.4)$$

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,797(1 + 0,797)}{3(1 + 0,797)} = 0,451;$$

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot \gamma_{cl} \cdot b(1 + \lambda) = \frac{1}{2} 13,05 \cdot 10^3 \cdot 3,3 \cdot 1,0(1 + 0,797) = 38,7 \cdot 10^3 \text{ (кН / м)};$$

$$x_1 = \frac{0,95 \cdot 38,7 \cdot 10^3 - \sqrt{0,95^2 (38,7 \cdot 10^3)^2 - 4 \cdot 0,451 \cdot 38,7 \cdot 10^3 \cdot 1671,5}}{2 \cdot 0,451 \cdot 38,7 \cdot 10^3} =$$

$$= 0,0465 \text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову $x_1 \leq x_{lu}$; $x_1 = 0,0465 \text{ м} \leq x_{lu} = 0,61 \text{ м}$.

Умова виконана. Отже, робоче армування розміщене лише в нижній зоні.

Знаходимо площу армування

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} = \frac{13,05 \cdot 10^3 \cdot 3,3 \cdot 0,0465 (1 + 0,797)}{2 \cdot 363 \cdot 10^3} = 0,00496 \text{ (м}^2\text{)} =$$

$$= 49,6 \text{ (см}^2\text{)}.$$

В поперечному напрямку армування приймаємо як в поздовжньому
17Ø20 A400C $A_s = 53,41 \text{ см}^2$.

Висновки за розділом 4

1. Архітектурно-планувальні рішення відповідають вимогам [23].
2. Забезпечені вимоги [33] щодо пожежної безпеки.
3. Враховані вимоги інклюзивності [24]. Для інвалідів передбачені місця паркування персонального автотранспорту; пристосування для інвалідів входів у будинок; споруди та переходи через транспортні комунікації, громадські туалети (вбиральні) та ін.
4. Забезпечені вимоги енергозбереження. Стіни та покрівля будівлі утеплені. Трубопроводи системи опалення прокладаються лише в приміщеннях, що опалюються. Нагрівальні прилади обладнані приладами регулювання - термостатичними клапанами з голівками.
5. Визначене конструктивне рішення фундаменту під найбільш навантажену колону. Прийнятий паливий фундамент з забивних паль С10-30 у кількості 14 шт.

5 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

5.1 Розрахунок варіанту фундаменту з врахуванням результатів дослідження

В підрозділі 4.2 виконаний розрахунок пального фундаменту з забивних палів С10-30, розрахованих, згідно з вказівками норм [21]. Потрібна кількість палів 14 штук. Розглянемо цей базовий традиційний варіант як варіант 1. Робоче креслення фундаменту наведено на рис. 5.1.

Розглянемо для порівняння два варіанти з використанням комплексного фундаменту:

- варіант 2 – фундамент з палів С10-30 у кількості 9 шт. з ростверком 4,7х4,7 м з товщиною плитної частини 1000 мм;
- варіант 3 – фундамент з палів С10-30 у кількості 9 шт. з ростверком 4,7х4,7 м з товщиною плитної частини 1300 мм;

Розміщення палів С10-30 у ґрунті наведено на рис. 4.3. У п. 4.2.4 визначена несуча здатність такої палі і допустиме навантаження на неї $N = 579,4$ кН.

Варіант 2.

Виконаємо перерахунок несучої здатності фундаменту у варіанті 2, враховуючи сумісну роботу палів і ростверку у складі пального фундаменту.

Для палів з довжиною 10 м при кількості палів 9 шт. і розмірах ростверка 4,7х4,7 м (палі розміщені з кроком 2,1 м) у глинистому ґрунті реалізація несучої здатності палі може бути прийнята 0,515 (рис. 2.13, табл. 3.2), а реалізація тиску під подошвою ростверка складає 0,749 (рис. 2.14, , табл. 3.2).

Осереднене значення питомої ваги ґрунту вище подошви ростверку

$$\gamma'_{II} = 17,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}.$$

Розрахунковий опір ґрунту під подошвою ростверку:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} (0,56 \cdot 1 \cdot 4,7 \cdot 18,2 + 3,24 \cdot 1,9 \cdot 17,8 + 2,24 \cdot 2,0 \cdot 17,8 + 5,84 \cdot 25,0) = 418 \text{ (кПа)}.$$

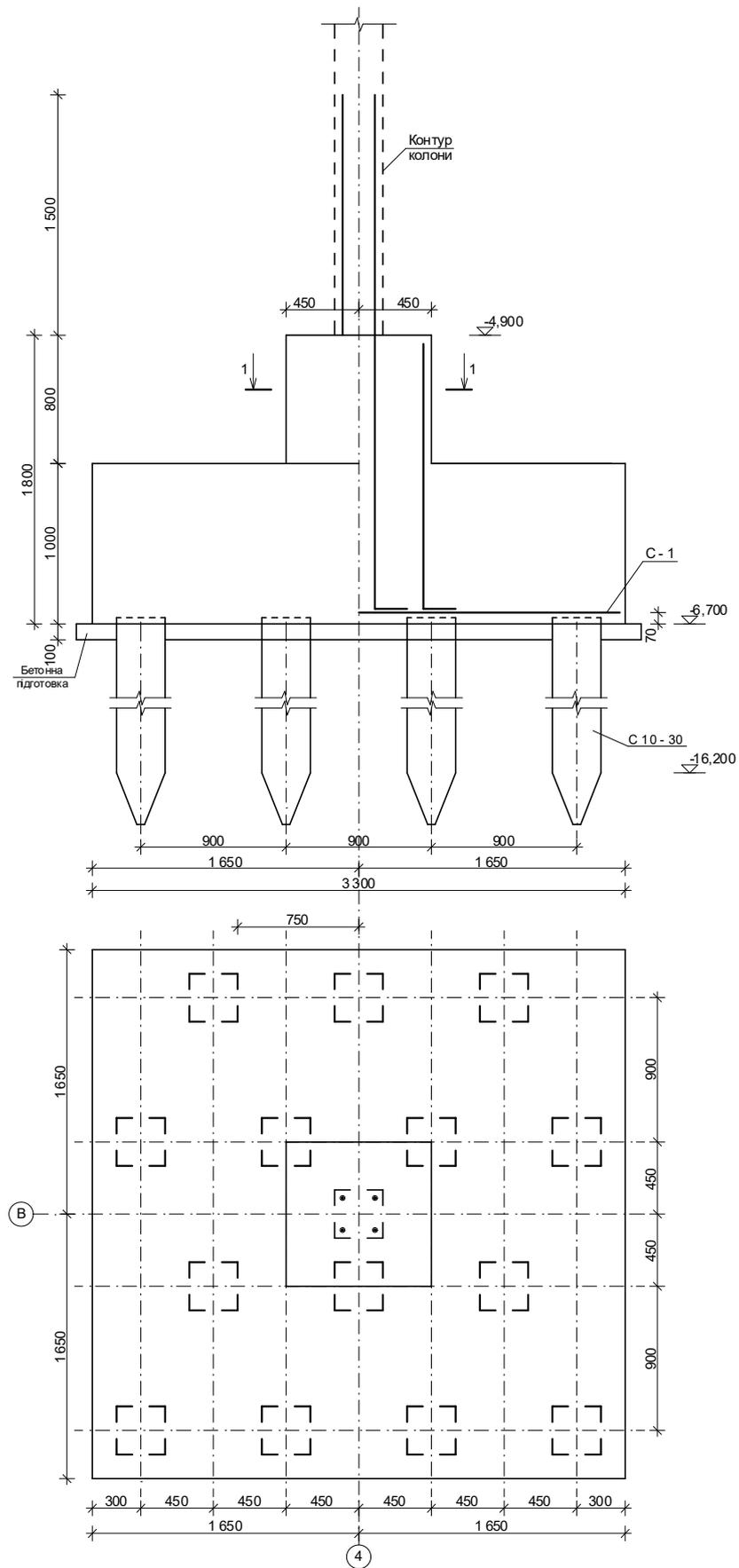


Рисунок 5.1 – Робоче креслення фундаменту у варіанті 1 (базовий варіант, розрахований за вимогами норм)

Навантаження, що може взяти на себе ростверк

$$N_{\text{роств}} = 418 \times (4,7 \times 4,7 - 0,09 \times 9) \times 0,749 \times 1,3 = 8661 \text{ (кН)}.$$

Навантаження, яке можуть сприйняти палі

$$N_{\text{паль}} = 579,4 \times 9 \times 0,515 = 2685 \text{ (кН)}.$$

$$\text{Вага ростверка з ґрунтом на його уступах } G_p = 4,7 \cdot 4,7 \cdot 1,9 \cdot 22 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 1117,3 \text{ (кН)}.$$

$$\text{Сумарна несуча здатність куща } 11346 \text{ кН} \geq 6805,7 + 28,6 \cdot 9 + 1117,3 = 8180,4 \text{ (кН)}.$$

Розміщення паль у плані і розрахункова схема ростверку показана на рисунку 5.2.

Розрахунок ростверку пальового фундаменту за варіантом 2 з врахуванням сумісної роботи паль і ростверку за міцністю тіла.

В якості матеріалу ростверку використовуємо бетон класу С20/25 та арматуру А400С. Характеристики матеріалів наведені у п. 4.2.4.

Граничне розрахункове значення навантаження на фундамент $N_m = 6805,7$ кН. Висота фундаменту $H_f = 1,8$ м; розміри підшови ростверка $4,7 \times 4,7$ м; розміри підколонника в плані $h_c \times b_c = 0,9 \times 0,9$ м; висота плитної частини $h_1 = 1000$ мм.

Перевірка міцності ростверка на продавлювання.

Розрахункове навантаження на палю без урахування ваги ростверку

$$F_1 = \frac{N_m}{n} + \frac{M_{xm} y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{6805,7}{9} = 756,2 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове значення продавлювальної сили

$$V_{Ed} = 6805,7 - 756,2 = 6050,0 \text{ (кН)}.$$

Коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною при зсуві

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556,$$

максимально допустиме значення опору на зріз, що може витримати переріз

$$V_{Rd, \max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \cdot 0,556 \cdot 13050 = 3625,3 \text{ (кПа)};$$

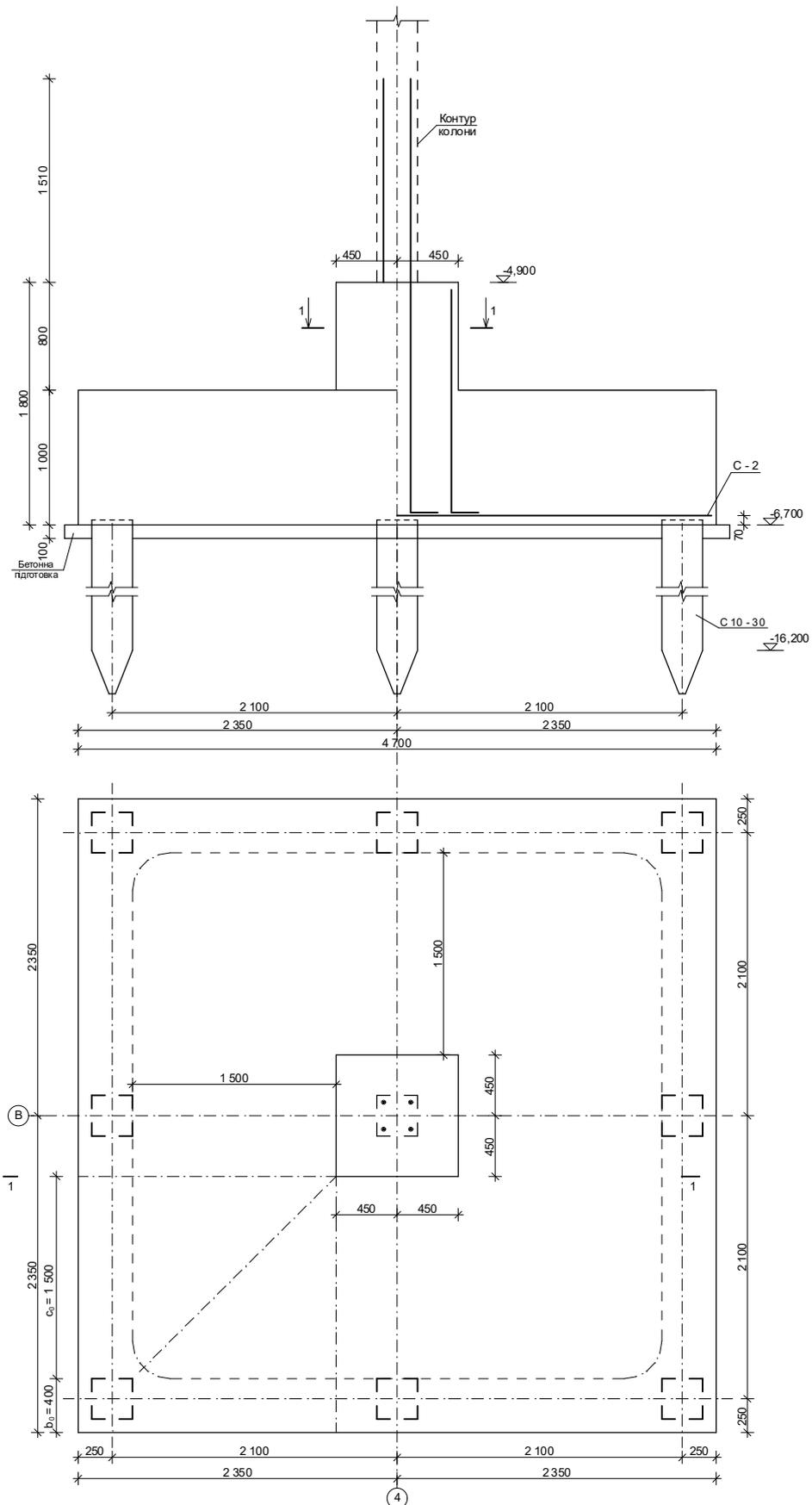


Рисунок 5.2 – Робоче креслення фундаменту у варіанті 2 з врахуванням сумісної роботи паль і ростверку у куці (комплексний фундамент)

Перевіримо умову відсутності зрізу при продавлюванні поряд з підколонником (коефіцієнт β приймаємо рівним одиниці, оскільки згинальні моменти відсутні)

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} = \frac{1,0 \cdot 6050}{(0,9 + 0,9) \cdot 2 \cdot 0,95} = 1768,9 \text{ (кПа)} < V_{Rd,\max} = 3625,3 \text{ кПа.}$$

Умова виконується.

Оскільки зріз при продавлюванні здійснюється по внутрішніх гранях паль, то перевіримо опір продавлюванню на контрольному периметрі на відстані $c = 1500$ мм від контуру підколонника (рис. 5.2).

Продавлююча сила за вирахуванням тиску під подошвою ростверка в межах контрольного периметра

$$V_{Ed} = N_m n_1/n = 6050,0 - (8661/4,7^2)(0,9 \cdot 3,9 + 0,9 \cdot 3,0 + \pi \cdot 1,5^2) = 6050,0 - 5204,8 = 845,2 \text{ (кН)},$$

$$u = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2c_1 = 2 \cdot 0,9 + 2 \cdot 0,9 + 0,4 + \pi \cdot 2 \cdot 1,5 = 13,0 \text{ (м)}.$$

Визначаємо розрахункову величину опору на зріз при продавлюванні фундаментних плит без поперечного армування

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{950}} = 1,459 < 2.$$

Відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{15,71}{100 \cdot 95,0} = 0,00165 < 0,02;$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,95}{1,5} = 0,035 \cdot 1,459^{3/2} 18,5^{1/2} \cdot 1,267 = 0,336 \text{ (МПа)}.$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,459 (100 \cdot 0,00165 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 1,267 = 0,370 \text{ (МПа)} \geq V_{\min} = 0,336 \text{ (МПа)}.$$

Перевіряємо умову міцності на зріз при продавлюванні при відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{1,0 \cdot 845,2}{13,0 \cdot 0,95} = 68,4 \text{ (кПа)} < V_{Rd,c} = 370 \text{ кПа.}$$

Отже, міцність на продавлювання забезпечена.

Розрахунок на продавлювання кутовою палею.

Вага ростверку з ґрунтом на його уступах $G_{p+zp.} = 1117,3$ (кН).

Розрахункове навантаження на палею з урахуванням ваги ростверку

$$F_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xbot} y_{max}}{\sum y_i^2} = \frac{6805,7 + 1117,3}{9} = 880,3 \text{ (кН)}.$$

Розрахункові параметри (позначення згідно з рис. 6.2):

$b_{01} = 0,4$ м; $c_{01} = 1,5$ м; $b_{02} = 0,4$ м; $c_{02} = 1,5$ м;

$h_{01}/c_{01} = 950/1500 = 0,633$; $h_{01}/c_{02} = 950/1500 = 0,633$,

Коефіцієнти $\beta_1 = 0,6$; $\beta_2 = 0,6$. $c_{01} = c_{02} = h_{01} = 0,95$ м.

Граничне навантаження на палею з умови продавлювання

$$\begin{aligned} F_{ai} &= V_{Rd,c} \cdot h_{01} \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right] = \\ &= 1050 \cdot 0,95 \left[0,6 \left(0,4 + \frac{0,95}{2} \right) + 0,6 \cdot \left(0,4 + \frac{0,95}{2} \right) \right] = 1047 \text{ (кН)} > F_1 = 880,3 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Міцність на продавлювання кутовою палею забезпечена.

Розрахунок міцності нахилених перерізів ростверку на дію поперечних сил.

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палею з

урахуванням ваги ростверка $F_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xbot} y_{max}}{\sum y_i^2} = \frac{6805,7 + 1117,3}{9} = 880,3$ (кН).

З урахуванням неповної реалізації несучої здатності паль і перерозподілу зусиль між палями в куці

$$V_{Ed} = 3F_1 = 3 \cdot 880,3 \cdot 0,515 \cdot 1,13 = 1536 \text{ (кН)}.$$

Мінімальна ширина перерізу балки $b_w = 4700$ (мм).

Максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз $V_{Rd,max} = 0,5 \cdot 4,7 \cdot 0,95 \cdot 0,556 \cdot 13,05 \cdot 10^3 = 16198$ (кН).

Перевіряємо умову міцності

$$V_{Ed} = 1536 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 16198 \text{ кН}. \text{ Розміри перерізу достатні.}$$

Визначимо необхідність розрахунку поперечних стержнів.

Визначаємо максимальну поперечну силу, що може витримати переріз без

поперечного армування з урахуванням коефіцієнта $\beta = a/2d = 1500/2 \cdot 950 = 0,789$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} bd / \beta + 0 = \\ = 0,138 \cdot 1,459(100 \cdot 0,00165 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 4,7 \cdot 0,95 / 0,789 = 1,653 \text{ (МН)};$$

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,459^{3/2} 18,5^{1/2} = 0,265 \text{ (МПа)}.$$

$$V_{Rd,c} = (V_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d / \beta = (0,265 + 0,15 \cdot 0) 4,7 \cdot 0,95 / 0,789 = 1,5 \text{ (МН)}.$$

Приймаємо більше значення $V_{Rd,c} = 1,653 \text{ (МН)}$.

$$V_{Ed} = 1536 \text{ кН} < V_{Rd,c} = 1653 \text{ кН}. \text{ Умова міцності на зріз від поперечної сили}$$

виконана.

Розрахунок ростверку на згин.

Визначаємо згинальні моменти, що діють в перерізі 1-1 (рис. 5.2).

Згинальний момент від реакції паль з урахуванням ваги ростверку біля грані підколонника (переріз 1-1)

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю

$$F_1 = 880,3 \cdot 0,515 \cdot 1,13 = 512,3 \text{ (кН)}.$$

Згинальний момент від реакції палі біля грані підколонника

$$M = 3F_1(2,1 - 0,9/2) - \frac{(G_{p+zp} - 8661)(2,35 - 0,9/2)^2}{4,7 \cdot 2} = 3 \cdot 512,3 \cdot 1,65 - \frac{(1117,3 - 8661) \cdot 1,9^2}{4,7 \cdot 2} = \\ = 2536,0 \text{ (кНм)}.$$

Знайдемо параметр λ

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = (3,1 - 0,63)/3,1 = 0,797.$$

Максимально можлива стиснута зона.

$$x_1 = x_{lu} = z_s \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} = 0,95 \frac{3,1}{3,1 + 1,729} = 0,61 \text{ (м)};$$

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{363}{2,1 \cdot 10^5} = 0,001729.$$

Визначаємо розрахункове значення величини стиснутої зони x_1

$$x_1 = \frac{d \cdot q_c - \sqrt{d^2 \cdot q_c^2 - 4k_\lambda q_c M}}{2q_c k_\lambda}, \text{ [м]}, \quad (5.1)$$

$$k_\lambda = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,797(1 + 0,797)}{3(1 + 0,797)} = 0,451;$$

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot \gamma_{cl} \cdot b(1 + \lambda) = \frac{1}{2} 13,05 \cdot 10^3 \cdot 4,7 \cdot 1,0(1 + 0,797) = 55,1 \cdot 10^3 \text{ (кН / м)};$$

$$x_1 = \frac{0,95 \cdot 55,1 \cdot 10^3 - \sqrt{0,95^2 (55,1 \cdot 10^3)^2 - 4 \cdot 0,451 \cdot 55,1 \cdot 10^3 \cdot 2536}}{2 \cdot 0,451 \cdot 55,1 \cdot 10^3}$$

$$= 0,0496 \text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову $x_1 \leq x_{lu}$; $x_1 = 0,0496 \text{ м} \leq x_{lu} = 0,61 \text{ м}$.

Умова виконана. Отже, робоче армування розміщене лише в нижній зоні.

Знаходимо площу армування

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} = \frac{13,05 \cdot 10^3 \cdot 4,7 \cdot 0,0496 (1 + 0,797)}{2 \cdot 363 \cdot 10^3} = 0,00753 \text{ (м}^2\text{)} =$$

$$= 75,3 \text{ (см}^2\text{)}.$$

В поперечному напрямку армування приймаємо як в поздовжньому
24Ø20 A400C $A_s = 75,4 \text{ см}^2$.

Варіант 3.

Виконаємо перерахунок несучої здатності фундаменту у варіанті 3, враховуючи сумісну роботу паль і ростверку у складі пальового фундаменту.

Розміщення паль у плані і розрахункова схема ростверку показана на рисунку 5.3.

Розрахунок ростверку пальового фундаменту за варіантом 3 з врахуванням сумісної роботи паль і ростверку за міцністю тіла.

В якості матеріалу ростверку використовуємо бетон класу C20/25 та арматуру A400C. Характеристики матеріалів наведені у п. 4.2.4.

Граничне розрахункове значення навантаження на фундамент $N_m = 6805,7$ кН. Висота фундаменту $H_f = 1,8$ м; розміри підошви ростверка $4,7 \times 4,7$ м; розміри підколонника в плані $h_c \times b_c = 0,9 \times 0,9$ м; висота плитної частини $h_1 = 1300$ мм.

Перевірка міцності ростверка на продавлювання.

Розрахункове навантаження на палю без урахування ваги ростверку

$$F_1 = \frac{N_m}{n} + \frac{M_{xm} y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{6805,7}{9} = 756,2 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове значення продавлювальної сили

$$V_{Ed} = 6805,7 - 756,2 = 6050,0 \text{ (кН)}.$$

Коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною при зсуві

$$\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556,$$

максимально допустиме значення опору на зріз, що може витримати переріз

$$V_{Rd, \max} = 0,5 \nu f_{cd} = 0,5 \cdot 0,556 \cdot 13050 = 3625,3 \text{ (кПа)};$$

Перевіримо умову відсутності зрізу при продавлюванні поряд з підколонником (коефіцієнт β приймаємо рівним одиниці, оскільки згинальні моменти відсутні)

$$V_{Ed, \sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} = \frac{1,0 \cdot 6050}{(0,9 + 0,9) \cdot 2 \cdot 1,25} = 1344,4 \text{ (кПа)} < V_{Rd, \max} = 3625,3 \text{ кПа}.$$

Умова виконується.

Оскільки зріз при продавлюванні здійснюється по внутрішніх гранях паль, то перевіримо опір продавлюванню на контрольному периметрі на відстані $c = 1500$ мм від контуру підколонника (рис. 5.3).

Продавлююча сила за вирахуванням тиску під подошвою ростверка в межах контрольного периметра. Враховуємо зменшення частки ростверку на 11%

$$V_{Ed} = N_m n_1/n = 6050,0 - (8661/4,7^2)(0,9 \cdot 3,9 + 0,9 \cdot 3,0 + \pi \cdot 1,5^2)/1,11 = 6050,0 - 4689,0 = 1361 \text{ (кН)},$$

$$u = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2c_1 = 2 \cdot 0,9 + 2 \cdot 0,9 + 0,4 + \pi \cdot 2 \cdot 1,5 = 13,0 \text{ (м)}.$$

Визначаємо розрахункову величину опору на зріз при продавлюванні фундаментних плит без поперечного армування

$$C_{Rd, c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138 \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1250}} = 1,4 < 2.$$

Відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{15,71}{100 \cdot 125,0} = 0,00126 < 0,02;$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 1,25}{1,5} = 0,035 \cdot 1,4^{3/2} 18,5^{1/2} \cdot 1,667 = 0,416 (\text{МПа}).$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,4 (100 \cdot 0,00126 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 1,667 = 0,427 (\text{МПа}) \geq V_{\min} = 0,416 (\text{МПа}).$$

Перевіряємо умову міцності на зріз при продавлюванні при відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{1,0 \cdot 1361}{13,0 \cdot 1,25} = 83,8 (\text{кПа}) < V_{Rd,c} = 427 \text{ кПа}.$$

Отже, міцність на продавлювання забезпечена.

Розрахунок на продавлювання кутовою палею.

Міцність на продавлювання кутовою палею забезпечена, оскільки збільшилась товщина плити, що продавлюється.

Розрахунок міцності нахилених перерізів ростверку на дію поперечних сил.

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палею з урахуванням ваги ростверка $F_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xbot} y_{max}}{\sum y_i^2} = \frac{6805,7 + 1117,3}{9} = 880,3 (\text{кН}).$

З урахуванням неповної реалізації несучої здатності паль і перерозподілу зусиль між палями в куці з урахуванням збільшення навантаження на палі, розташовані по периметру

$$V_{Ed} = 3F_1 = 3 \cdot 880,3 \cdot 0,515 \cdot 1,13 \cdot 1,14 = 1751 (\text{кН}).$$

Мінімальна ширина перерізу балки $b_w = 4700 (\text{мм}).$

Максимально допустиме значення поперечної сили, що може витримати переріз $V_{Rd,max} = 0,5 \cdot 4,7 \cdot 1,25 \cdot 0,556 \cdot 13,05 \cdot 10^3 = 21313 (\text{кН}).$

Перевіряємо умову міцності

$$V_{Ed} = 1751 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 21313 \text{ кН}. \text{ Розміри перерізу достатні.}$$

Визначимо необхідність розрахунку поперечних стержнів.

Визначаємо максимальну поперечну силу, що може витримати переріз без поперечного армування з урахуванням коефіцієнта $\beta = a/2d = 1500/2 \cdot 1250 = 0,6$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} bd / \beta + 0 = \\ = 0,138 \cdot 1,4(100 \cdot 0,00126 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 4,7 \cdot 1,25 / 0,6 = 2,508 \text{ (МН)};$$

$$V_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,4^{3/2} 18,5^{1/2} = 0,249 \text{ (МПа)}.$$

$$V_{Rd,c} = (V_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d / \beta = (0,249 + 0,15 \cdot 0) 4,7 \cdot 1,25 / 0,6 = 2,442 \text{ (МН)}.$$

Приймаємо більше значення $V_{Rd,c} = 2,508 \text{ (МН)}$.

$$V_{Ed} = 1751 \text{ кН} < V_{Rd,c} = 2508 \text{ кН}. \text{ Умова міцності на зріз від поперечної сили}$$

виконана.

Розрахунок ростверку на згин.

Визначаємо згинальні моменти, що діють в перерізі 1-1 (рис. 5.3).

Згинальний момент від реакції паль з урахуванням ваги ростверку біля грані підколонника (переріз 1-1)

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю з урахуванням збільшення навантаження на палі, розташовані по периметру

$$F_1 = 880,3 \cdot 0,515 \cdot 1,13 \cdot 1,14 = 584,0 \text{ (кН)}.$$

Згинальний момент від реакції палі біля грані підколоннику

$$M = 3F_1(2,1 - 0,9/2) - \frac{(G_{p+zp} - 8661)(2,35 - 0,9/2)^2}{4,7 \cdot 2} = 3 \cdot 584,0 \cdot 1,65 - \frac{(1117,3 - 8661/1,11) \cdot 1,9^2}{4,7 \cdot 2} = \\ = 2891,0 \text{ (кНм)}.$$

Знайдемо параметр λ

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3.cd} - \varepsilon_{c3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd}} = (3,1 - 0,63)/3,1 = 0,797.$$

Максимально можлива стиснута зона.

$$x_1 = x_{lu} = z_s \frac{\varepsilon_{cu3.cd}}{\varepsilon_{cu3.cd} + \varepsilon_{so}} = 1,25 \frac{3,1}{3,1 + 1,729} = 0,803 \text{ (м)};$$

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{363}{2,1 \cdot 10^5} = 0,001729.$$

Визначаємо розрахункове значення величини стиснутої зони x_1

$$q_c = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot \gamma_{cl} \cdot b(1 + \lambda) = \frac{1}{2} 13,05 \cdot 10^3 \cdot 4,7 \cdot 1,0(1 + 0,797) = 55,1 \cdot 10^3 \text{ (кН / м)};$$

$$x_1 = \frac{1,25 \cdot 55,1 \cdot 10^3 - \sqrt{1,25^2 (55,1 \cdot 10^3)^2 - 4 \cdot 0,451 \cdot 55,1 \cdot 10^3 \cdot 2891}}{2 \cdot 0,451 \cdot 55,1 \cdot 10^3}$$

$$= 0,0427 \text{ (м)}.$$

Перевіряємо умову $x_1 \leq x_{lu}$; $x_1 = 0,0427 \text{ м} \leq x_{lu} = 0,803 \text{ м}$.

Умова виконана. Отже, робоче армування розміщене лише в нижній зоні.

Знаходимо площу армування

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} = \frac{13,05 \cdot 10^3 \cdot 4,7 \cdot 0,0427 (1 + 0,797)}{2 \cdot 363 \cdot 10^3} = 0,00648 \text{ (м}^2\text{)} =$$

$$= 64,8 \text{ (см}^2\text{)}.$$

В поперечному напрямку армування приймаємо як в поздовжньому
24Ø20 A400C $A_s = 75,4 \text{ см}^2$.

5.2 Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів

При порівнянні варіантів фундаментів розглядаємо три варіанти конструктивного рішення фундаментів. Кількість фундаментів під середні колони складає 10 штук.

У таблиці 5.1 підраховані обсяги основних робіт на улаштування варіантів стовпчастих пальових фундаментів.

Таблиця 5.1 – Обсяги робіт з улаштування варіантів фундаментів

Обґрунтування (шифр норм)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість
1. Варіант фундаменту з 14 паль С10-30 (базовий)			
КБ1-11-1	1. Розробка ґрунту котловану глибиною 5,6 м екскаватором $58,5 \cdot 5,6 \cdot 10 = 3276 \text{ м}^3$	1000 м ³	3,276
КБ5-3-5	2. Заглиблення дизель-молотом гусеничному копрі залізобетонних паль довжиною 10 м у ґрунти групи 1 $0,09 \times 10 \times 14 \times 10 \text{ м}^3$	м ³	126,0

Продовження таблиці 5.1

Найменування робіт і витрат		Одиниця виміру	Кількість
K58-1721-K707	3. Вартість палів марки С10-30 ГОСТ 19804.1-79 14x10	шт.	140
КБ6-1-1	4. Улаштування бетонної підготовки з бетону класу В7,5 (М100) товщиною 100 мм під ростверк $3,5 \cdot 3,5 \cdot 0,1 \cdot 10 = 12,3 \text{ м}^3$	100 м ³	0,123
КБ6-1-8	5. Улаштування монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів під колони об'ємом до 12 м ³ $(3,3 \cdot 3,3 \cdot 1,0 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,8) \cdot 10 = 11,54 \cdot 10 = 115,4 \text{ (м}^3\text{)}$ з бетону класу С20/25 (В25)	100 м ³	1,154
C147	6. Арматура для ростверків Ø20 А400С (А-III) 272,5·10 Ø36 А400С (А-III) 111,9·10 Ø12 А400С (А-III) 37,3·10 Ø8 А240С (А-I) 10,75·10	кг	2725 1119 373 107,5
КБ1-27-1	7. Зворотна засипка котловану $58,5 \cdot 1,8 \cdot 10 - 12,3 - 115,4 = 925 \text{ (м}^3\text{)}$	м ³	925
КБ1-130-1	8. Ущільнення ґрунту в пазухах котловану	м ³	925
2. Варіант фундаменту з 9 палів С10-30 (за результатами наукових досліджень)			
КБ1-11-1	1. Розробка ґрунту котловану глибиною 5,6 м екскаватором $58,5 \cdot 5,6 \cdot 10 = 3276 \text{ м}^3$	1000 м ³	3,276
КБ5-3-5	2. Заглиблення дизель-молотом гусеничному копрі залізобетонних палів довжиною 10 м у ґрунти групи 1 $0,09 \cdot 10 \cdot 9 \cdot 10 \text{ м}^3$	м ³	81,0
K58-1721-K707	3. Вартість палів марки С10-30 ГОСТ 19804.1-79 9x10	Шт.	90
КБ6-1-1	4. Улаштування бетонної підготовки з бетону класу В7,5 (М100) товщиною 100 мм під ростверк $4,9 \cdot 4,9 \cdot 0,1 \cdot 10 = 24,0 \text{ м}^3$	100 м ³	0,24
КБ6-1-8	5. Улаштування монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів під колони об'ємом до 25 м ³ $(4,7 \cdot 4,7 \cdot 1,0 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,8) \cdot 10 = 22,7 \cdot 10 = 227 \text{ (м}^3\text{)}$ з бетону класу С20/25 (В25)	100 м ³	2,27

Продовження таблиці 5.1

Найменування робіт і витрат		Одиниця виміру	Кількість
С147	6. Арматура для ростверків	кг	5275 1119 373 107,5
	Ø20 А400С (А-III) 527,5·10		
	Ø36 А400С (А-III) 111,9·10		
	Ø12 А400С (А-III) 37,3·10		
	Ø8 А240С (А-I) 10,75·10		
КБ1-27-1	7. Зворотна засипка котловану 58,5·1,8·10 -24,0-227,0 = 802 (м ³)	м ³	802
КБ1-130-1	8. Ущільнення ґрунту в пазухах котловану	м ³	802
3. Варіант фундаменту з 9 паль С10-30 з жорстким ростверком (за результатами наукових досліджень)			
КБ1-11-1	1. Розробка ґрунту котловану глибиною 5,6 м екскаватором 58,5·5,6·10 = 3276 м ³	1000 м ³	3,276
КБ5-3-5	2. Заглиблення дизель-молотом гусеничному копрі залізобетонних паль довжиною 10 м у ґрунти групи 1 0,09х10х9х10 м ³	м ³	81,0
К58-1721-К707	3. Вартість паль марки С10-30 ГОСТ 19804.1-79 9х10	Шт.	90
КБ6-1-1	4. Улаштування бетонної підготовки з бетону класу В7,5 (М100) товщиною 100 мм під ростверк 4,9·4,9·0,1·10=24,0 м ³	100 м ³	0,24
КБ6-1-8	5. Улаштування монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів під колони об'ємом до 30 м ³ (4,7·4,7·1,3+0,9·0,9·0,5)·10 = 29,1·10 = 291 (м ³) з бетону класу С20/25 (В25)	100 м ³	2,91
С147	6. Арматура для ростверків	кг	5275 1119 373 107,5
	Ø20 А400С (А-III) 527,5·10		
	Ø36 А400С (А-III) 111,9·10		
	Ø12 А400С (А-III) 37,3·10		
	Ø8 А240С (А-I) 10,75·10		
КБ1-27-1	7. Зворотна засипка котловану 58,5·1,8·10 -24,0-291,0 = 738 (м ³)	м ³	738
КБ1-130-1	8. Ущільнення ґрунту в пазухах котловану	м ³	738

У таблицях 5.2 – 5.4 наведені кошторисні розрахунки варіантів фундаментів.

Будівельні Технології: Кошторис 8.4 Онлайн

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	КБ1-11-1	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами 'драглайн' або 'зворотна лопата' з ковшом місткістю 2,5 [1,5-3] м3, група ґрунтів 1	1000 м3 ґрунту	3.276	8404.17	7913.71	27532	1607	25925	7.1600	23.46
					490.46	2698.87			8841	31.4781	103.12
2	КБ5-3-5	Заглиблення дизель-молотом на гусеничному копрі залізобетонних паль довжиною до 12 м у ґрунти групи 1	1м3 паль	126.0	2843.19	2395.19	358242	31442	301794	3.3900	427.14
					249.54	245.00			30870	2.6765	337.24
3	К58-1721-К707	Палі забивні залізобетонні марки С10-30 ГОСТ 19804.1-79	шт	140	6764.53		947030				
4	КБ6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	0.123	279011.09	2329.72	34318	1168	287	150.7000	18.54
					9492.59	890.07			109	10.6641	1.31
5	КБ6-1-8	Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення під колони, об'єм понад 10 м3 до 25 м3	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	1.154	318048.36	7253.78	367028	20833	8371	263.5500	304.14
					18053.18	2693.73			3109	32.3560	37.34

Будівельні Технології: Кошторис 8.4 Онлайн

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	C147-1-8	Стрижнева арматура А-I, діаметр 8 мм	100кг	1.075	3239.37		3482				
7	C147-4-12	Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм	100кг	3.73	3359.58		12531				
8	C147-4-36	Стрижнева арматура А-III, діаметр 36 мм	100кг	11.19	3359.58		37594				
9	C147-4-20	Стрижнева арматура А-III, діаметр 20 мм	100кг	27.25	3359.58		91549				
10	KB1-27-1	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням грунту до 5 м, група ґрунтів 1	1000 м3 грунту	0.925	6954.47	6954.47	6433	-	6433	-	-
						1248.09			1154	15.1575	14.02
11	KB1-130-1	Ущільнення ґрунту причіпними котками на пневмоколісному ходу масою 25 т за перший прохід по одному сліду при товщині шару 25 см	1000м3 ущільнен ого грунту	0.925	20974.85	20974.85	19402	-	19402	-	-
						3464.89			3205	35.8638	33.17
		Разом прямих витрат по кошторису					1905141	55050	362212		773.28
									47288		526.20
		Разом прямі витрати				грн.	1905141				
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	635552				
		вартість ЕММ				грн.	362212				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		47288			

Будівельні Технології: Кошторис 8.4 Онлайн

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		заробітна плата робітників				грн.		55050			
		всього заробітна плата				грн.		102338			
		Загальновиробничі витрати				грн.	55780				
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люд-г					155.94
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		17991			
		Всього по кошторису				грн.	1960921				
		Кошторисна трудоємність				люд-г					1455.42
		Кошторисна заробітна плата				грн.		120329			

**Керівник
проектної
організації**

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Прийняв

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Восьмиповерховий житловий будинок з підземною автостоянкою
(найменування об'єкта будівництва)

Таблиця 5.3- Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 09-002-002

на **варіант 2**
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:	Кошторисна вартість	1956,648 тис. грн.
креслення(специфікації)№	Кошторисна трудомісткість	1.53365 тис. люд.-год
	Кошторисна заробітна плата	122.830 тис. грн.
	Середній розряд робіт	3.5 розряд

Складений в поточних цінах станом на 2025 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслуговуванням машин	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

Будівельні Технології: Кошторис 8.4 Онлайн

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	КБ1-11-1	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами 'драглайн' або 'зворотна лопата' з ковшом місткістю 2,5 [1,5-3] м3, група ґрунтів 1	1000 м3 ґрунту	3.276	8404.17	7913.71	27532	1607	25925	7.1600	23.46
					490.46	2698.87			8841	31.4781	103.12
2	КБ5-3-5	Заглиблення дизель-молотом на гусеничному копрі залізобетонних паль довжиною до 12 м у ґрунти групи 1	1м3 паль	81.0	2843.19	2395.19	230298	20213	194010	3.3900	274.59
					249.54	245.00			19845	2.6765	216.80
3	К58-1721-К707	Палі забивні залізобетонні марки С10-30 ГОСТ 19804.1-79	шт	900	6764.53		608810				
4	КБ6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	0.24	279011.09	2329.72	66963	2278	559	150.7000	36.17
					9492.59	890.07			214	10.6641	2.56
5	КБ6-1-8	Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення під колони, об'єм понад 10 м3 до 25 м3	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	2.27	318048.36	7253.78	721970	40981	16466	263.5500	598.26
					18053.18	2693.73			6115	32.3560	73.45

Будівельні Технології: Кошторис 8.4 Онлайн

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	C147-1-8	Стрижнева арматура А-I, діаметр 8 мм	100кг	1.075	3239.37		3482				
7	C147-4-12	Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм	100кг	3.73	3359.58		12531				
8	C147-4-36	Стрижнева арматура А-III, діаметр 36 мм	100кг	11.19	3359.58		37594				
9	C147-4-20	Стрижнева арматура А-III, діаметр 20 мм	100кг	52.75	3359.58		177218				
10	КБ1-27-1	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням грунту до 5 м, група ґрунтів 1	1000 м3 грунту	0.802	6954.47	6954.47	5577	-	5577	-	-
					-	1248.09			1001	15.1575	12.16
11	КБ1-130-1	Ущільнення ґрунту причіпними котками на пневмоколісному ходу масою 25 т за перший прохід по одному сліду при товщині шару 25 см	1000м3 ущільнен ого грунту	0.802	20974.85	20974.85	16822	-	16822	-	-
					-	3464.89			2779	35.8638	28.76
Разом прямих витрат по кошторису							1908797	65079	259359		932.48
									38795		436.85
Разом прямі витрати						грн.	1908797				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів і комплектів						грн.	1036430				
вартість ЕММ						грн.	259359				
в т.ч. заробітна плата в ЕММ						грн.		38795			

Будівельні Технології: Кошторис 8.4 Онлайн

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		заробітна плата робітників				грн.		65079			
		всього заробітна плата				грн.		103874			
		Загальновиробничі витрати				грн.	57851				
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люд-г					164.32
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		18956			
		Всього по кошторису				грн.	1956648				
		Кошторисна трудоємність				люд-г					1533.65
		Кошторисна заробітна плата				грн.		122830			

**Керівник
проектної
організації**

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Прийняв

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Восьмиповерховий житловий будинок з підземною автостоянкою
(найменування об'єкта будівництва)

Таблиця 5.4 - Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 09-002-003

на **варіант 3**
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА: креслення(специфікації)№	Кошторисна вартість	2176,007 тис. грн.
	Кошторисна трудомісткість	1.74211 тис. люд.-год
	Кошторисна заробітна плата	138.383 тис. грн.
	Середній розряд робіт	3.4 розряд

Складений в поточних цінах станом на 2025 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслуговуванням машин	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

Будівельні Технології: Кошторис 8.4 Онлайн

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	КБ1-11-1	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами 'драглайн' або 'зворотна лопата' з ковшом місткістю 2,5 [1,5-3] м3, група ґрунтів 1	1000 м3 ґрунту	3.276	8404.17	7913.71	27532	1607	25925	7.1600	23.46
					490.46	2698.87			8841	31.4781	103.12
2	КБ5-3-5	Заглиблення дизель-молотом на гусеничному копрі залізобетонних паль довжиною до 12 м у ґрунти групи 1	1м3 паль	81.0	2843.19	2395.19	230298	20213	194010	3.3900	274.59
					249.54	245.00			19845	2.6765	216.80
3	К58-1721-К707	Палі забивні залізобетонні марки С10-30 ГОСТ 19804.1-79	шт	90	6764.53		608810				
4	КБ6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	0.24	279011.09	2329.72	66963	2278	559	150.7000	36.17
					9492.59	890.07			214	10.6641	2.56
5	КБ6-1-8	Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення під колони, об'єм понад 10 м3 до 25 м3	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	2.91	318048.36	7253.78	925521	52535	21108	263.5500	766.93
					18053.18	2693.73			7839	32.3560	94.16

Будівельні Технології: Кошторис 8.4 Онлайн

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	C147-1-8	Стрижнева арматура А-I, діаметр 8 мм	100кг	1.075	3239.37		3482				
7	C147-4-12	Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм	100кг	3.73	3359.58		12531				
8	C147-4-36	Стрижнева арматура А-III, діаметр 36 мм	100кг	11.19	3359.58		37594				
9	C147-4-20	Стрижнева арматура А-III, діаметр 20 мм	100кг	52.75	3359.58		177218				
10	КБ1-27-1	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням грунту до 5 м, група ґрунтів 1	1000 м3 грунту	0.738	6954.47	6954.47	5132	-	5132	-	-
					-	1248.09			921	15.1575	11.19
11	КБ1-130-1	Ущільнення ґрунту причіпними котками на пневмоколісному ходу масою 25 т за перший прохід по одному сліду при товщині шару 25 см	1000м3 ущільнен ого грунту	0.738	20974.85	20974.85	15479	-	15479	-	-
					-	3464.89			2557	35.8638	26.47
		Разом прямих витрат по кошторису					2110560	76633	262213		1101.15
									40217		454.30
		Разом прямі витрати				грн.	2110560				
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	1223785				
		вартість ЕММ				грн.	262213				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		40217			

Будівельні Технології: Кошторис 8.4 Онлайн

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		заробітна плата робітників				грн.		76633			
		всього заробітна плата				грн.		116850			
		Загальновиробничі витрати				грн.	65447				
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люд-г					186.66
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		21533			
		Всього по кошторису				грн.	2176007				
		Кошторисна трудоємність				люд-г					1742.11
		Кошторисна заробітна плата				грн.		138383			

Керівник
проектної
організації

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Прийняв

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Для виконання порівняння зводимо усі підраховані показники в таблицю 5.5.

Таблиця 5.5 - Порівняння варіантів фундаментів

Показники	Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
Прямі витрати, тис. грн.	1905,141	1898,797	2110,560
Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	1,45542	1,53365	1,742
Кошторисна заробітна плата, грн.	120,329	122,830	138,383
Кошторисна вартість робіт, тис. грн.	1960,921	1956,648	2176,007

Висновки за розділом 5

В даному розділі виконано техніко-економічне порівняння трьох варіантів влаштування фундаментів:

варіант 1 - базовий традиційний варіант паль С10-30 у кількості 14 штук з ростверком 3.3х3,3 м з товщиною плитної частини 1000 мм;

- варіант 2 – фундамент з паль С10-30 у кількості 9 шт. з ростверком 4,7х4,7 м з товщиною плитної частини 1000 мм;
- варіант 3 – фундамент з паль С10-30 у кількості 9 шт. з ростверком 4,7х4,7 м з товщиною плитної частини 1300 мм;

Для кожного варіанту розроблений локальний кошторис на влаштування паль за допомогою програмного комплексу Будівельні технології. В кошторисному документах визначена:

- кошторисна вартість виконання робіт.
- заробітна плата.
- вартості матеріалів.
- кошторисна трудомісткість.

В результаті розрахунків економічним варіантом за кошторисною вартістю є варіант 2 влаштування фундаментів з паль С10-30 у кількості 9 шт. з ростверком 4,7х4,7 м з товщиною плитної частини 1000 мм.

Збільшення товщини ростверку у порівнянні з варіантом 2 не призвело до позитивного ефекту.

ВИСНОВКИ

1. Збільшення жорсткості ростверку призводить до несуттєвого збільшення навантаження на кущ.
2. Для ростверків з показником початкової жорсткості $V/h = 4,7/0,7 = 6,7$ підвищення несучої здатності фундамента знаходиться в межах 10,5 – 14,5% для піщаних ґрунтів і 5,7 – 8,7% для глинистих ґрунтів. Отже ефект збільшення навантаження на кущ краще проявляється у піщаних ґрунтах.
3. Збільшення навантаження на кущ при збільшенні товщини ростверка відбувається переважно за рахунок збільшення сумарного навантаження на палі. При цьому частка ростверка у загальному навантаженні практично не змінюється або незначно зменшується.
4. Варіювання товщиною ростверка для покращення ефективності використання паль можна рекомендувати при початковому показникові жорсткості ростверка $V/h > 6$.
5. Довжина паль у кущі практично не чинить впливу на процес підвищення несучої здатності при збільшенні товщини ростверка.
6. Жорсткість ростверка є головним чинником, що впливає на розподіл зусиль між палями групи. У кущах з початковим показникові жорсткості $V/h > 6$ (гнучкі ростверки) найбільше навантаження сприймають середні палі. Але при збільшенні жорсткості вже при $V/h = 4,7$ виникає перерозподіл зусиль в бік крайніх і кутових паль.
7. При жорстких ростверках найбільші зусилля сприймають кутові палі, найменші – центральні.
8. Збільшення товщини ростверку призводить до перерозподілу навантажень між палями в бік зовнішнього контура, при цьому осереджене навантаження на палю куща змінюється несуттєво.
9. По мірі збільшення товщини ростверків згинальні моменти і поперечні сили в їх тілі зростають. Відсоток зростання внутрішніх зусиль незначний, отже з

точки зору витрат арматури збільшення товщини ростверка не має економічного ефекту.

10.3 метою економії матеріалів можна збільшувати жорсткість ростверка при початковому показникові жорсткості ростверка $B/h > 6$.

Список використаних джерел

1. Muhammad Rehan Hakro, Aneel Kumar, Zaheer Almani, Mujahid Ali, Fahid Aslam, Roman Fediuk, Sergey Klyuev, Alexander Klyuev, Linar Sabitov Numerical Analysis of Piled-Raft Foundations on Multi-Layer Soil Considering Settlement and Swelling. *Buildings* 2022, 12, 356. P.1-23.
2. Burland, J.; Burbidge, M.; Wilson, E.; Terzaghi, K. Settlement of Foundations on Sand and Gravel. *Proc. Inst. Civ. Eng.* 1985, 78, 1325–1381.
3. Ali, M.; Abbas, S.; Khan, M.I.; Gad, M.A.; Ammad, S.; Khan, A. Experimental Validation of Mander's Model for Low Strength Confined Concrete Under Axial Compression. In *Proceedings of the 2020 Second International Sustainability and Resilience Conference: Technology and Innovation in Building Designs (51154)*, Sakheer, Bahrain, 11–12 November 2020; pp. 1–6.
4. Mandolini, A.; di Laora, R.; Mascarucci, Y. Rational Design of Piled Raft. *Procedia Eng.* 2013, 57, 45–52.
5. El-Garhy B, Galil AA, Youssef AF, Raia MA. Behavior of raft on settlement reducing piles: experimental model study. *J Rock Mech Geotech Eng.* 2013 Oct 1;5(5):389–399.
6. Thoidingjam D, Devi KR. Behavior of pile raft foundation in organic clay. *Indian J Sci Technol.* 2017 Aug 7;10(31):1–4.
7. Mostafa Elsaywaf, Marwan Shahien, Ahmed Nasr, and Alaaeldin Magdy The behavior of piled rafts in soft clay: Numerical investigation. *Journal of the Mechanical Behavior of Materials* 2022; 31: 426–434.
8. Singh B, Singh NT. Influence of piles on load-settlement behaviour of raft foundation. *Int J Eng Sci Technol.* 2011 Dec;3(12):8385–94.
9. Poulos HG. Piled raft foundations: design and applications. *Geotechnique.* 2001 Mar;51(2):95–113.
10. Srijit Bandyopadhyay, Aniruddha Sengupta, Y. M. Parulekar Behavior of a combined piled raft foundation in a multi-layered soil subjected to vertical loading. *Geomechanics and Engineering*, Vol. 21, No. 4 (2020) 379-390.

11. E. Y. N. Oh, D. G. Lin, Q. M. Bui, M. Huang, C. Surarak & A. S. Balasubramaniam Numerical analysis of piled raft foundation in sandy and clayey soils. International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering M. Hamza et al. (Eds.) 2009. P. 1159-1162.
12. Fekadu Melese Improved Performance of Raft Foundation Using Detached Pile Columns in Loose Subsoil Conditions. Advances in Civil Engineering. Volume 2022, Article ID 4002545, 18 page.
13. Soukayna El Hammouli, Adel Hanna, Lan Lin, Mahmoud Khalifa Role of Cap Thickness in Pile-Cap Foundation. International Journal of Civil Infrastructure (IJCI) Volume 4, 2021. Pages 100-108.
14. Firanboni Fituma Chimdesa, et al. (2023) Numerical analysis of pile group, piled raft, and footing using finite element software PLAXIS 2D and GEO5. Scientific Reports volume 13, Article number: 15875 (2023).
15. Гембарська М. О. Робота паль у кущі, об'єднаних ростверком з певною жорсткістю. Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Вип. 3 (38). Полтава: ПНТУ, 2013. С. 58-63.
16. Жук В., Шульгач Б. Роль параметрів фундаментних конструкцій у формуванні напружено-деформованого стану фундаментів будинку. Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Вип. 42. Київ : КНУБА, 2021. С. 19-29.
17. Ручківський В. Взаємодія ґрунтової основи та групи паль, об'єднаних ростверком. Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Вип. 43. Київ : КНУБА, 2021. С. 79-86.
18. Маєвська І.В., Блащук Н.В., Попович М.М. Перерозподіл зусиль між елементами стовпчастого пальового фундаменту. „Сучасні технології, матеріали та конструкції в будівництві”, н/т збірник ВНТУ, Вінниця. 2018. №1(24). С.36-44.
19. Ганущак Ю. В., Маєвська І. В. Математичне моделювання роботи комплексного стовпчастого пальового фундаменту. Збірник матеріалів ЛІІ Науково-технічна конференція підрозділів Вінницького національного технічного університету ВНТУ. Вінниця, 2024. 10 с. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2024/paper/view/20500/17070>

20. Маєвська І.В., Блащук Н.В., Шмундяк О.Ю. Ефективність використання ростверку підвищеної площі у складі стовпчастого пальового фундаменту. Основи та фундаменти: науково-технічний збірник. Вип.50. Київ : КНУБА, 2025. С.123-138.

21. 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).

22. Булейко О. Л., Маєвська І. В., Шмундяк О. Ю. Вплив жорсткості ростверка стовпчастого пальового фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами. Збірник матеріалів ЛІІ Науково-технічної конференції підрозділів Вінницького національного технічного університету ВНТУ. Вінниця, 2025. 9 с. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2025/paper/view/24317/20284>.

23. ДБН В.2.2-15-2019. Житлові будинки. Основні положення [Чинний від 2019-12-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2019. – 44 с. – (Будинки і споруди).

24. ДБН В.2.2-40:2018 Інклюзивність будинків і споруд. [Чинний від 2019-01-04]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 95 с.

25. ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту. [Чинний від 2023-01-11]. Вид. офіц. Київ : Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023. 123 с.

26. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування і забудова територій. [Чинний від 2019-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2019. 179 с.

27. ДБН Б.2.2-5:2011. Благоустрій територій. [Чинний від 2012-09-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2012. 61 с. (Планування та забудова міст, селищ і функціональних територій).

28. 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).

29. 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).

30. 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).

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

32. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. [Чинний від 2022-09-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2022. 23 с.

33. 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.

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

35. 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).

36. 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).

37. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Київ : Мінбуд України, 2006. 15 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів).

ПРОТОКОЛ ПЕРЕВІРКИ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

Назва роботи: Вплив жорсткості ростверка стовпчастого пальового фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами

Тип роботи: Магістерська кваліфікаційна робота
(бакалаврська кваліфікаційна робота / магістерська кваліфікаційна робота)

Підрозділ: кафедра БМГА, ФБЦЕІ
(кафедра, факультет, навчальна група)

Коефіцієнт подібності текстових запозичень, виявлених у роботі системою StrikePlagiarism 11,13 %

Висновок щодо перевірки кваліфікаційної роботи (відмітити потрібне)

Запозичення, виявлені у роботі, є законними і не містять ознак плагіату, фабрикації, фальсифікації. Роботу прийняти до захисту

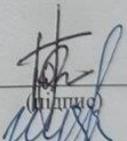
У роботі не виявлено ознак плагіату, фабрикації, фальсифікації, але надмірна кількість текстових запозичень та/або наявність типових розрахунків не дозволяють прийняти рішення про оригінальність та самостійність її виконання. Роботу направити на доопрацювання.

У роботі виявлено ознаки плагіату та/або текстових маніпуляцій як спроб укриття плагіату, фабрикації, фальсифікації, що суперечить вимогам законодавства та нормам академічної доброчесності. Робота до захисту не приймається.

Експертна комісія:

Бікс Ю. С. доцент, гарант ОП
(прізвище, ініціали, посада)

Швець В. В. доцент, зав.каф. БМГА
(прізвище, ініціали, посада)

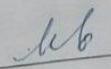

(підпис)

Особа, відповідальна за перевірку _____
(підпис)

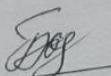
Блащук Н. В.
(прізвище, ініціали)

З висновком експертної комісії ознайомлений(-на)

Керівник _____
(підпис)

 Масвська І. В., доц.
(прізвище, ініціали, посада)

Здобувач _____
(підпис)

 Булейко О. Л.
(прізвище, ініціали)

Додаток Б Відомість графічної частини

Аркуш	Найменування	Примітки
1	Мета і задачі дослідження	Плакат 1
2	Програма моделювання роботи стовпчастого пальового фундаменту (додатково варіюється товщина ростверку та вид ґрунту)	Плакат 2
3	Розрахункові моделі стовпчастого пальового фундаменту при довжині паль 10 м та 3 м	Плакат 3
4	Результати моделювання фундаменту з 9 паль з розмірами ростверка 3,2х3,2 м (група дослідів 2) для паль довжиною 3 м при навантаженні на куц 10000 кН)	Плакат 4
5	Результати моделювання фундаменту з 9 паль з розмірами ростверка 3,2х3,2 м (група дослідів 2) для паль довжиною 3 м при навантаженні на куц 10000 кН)	Плакат 5
6	Розподіл згинального моменту у плиті ростверку для піщаного ґрунту при зміні товщини ростверка	Плакат 6
7	Залежність відсотка збільшення навантаження на куц при зміні товщини ростверка з 700 мм до 1300 мм для паль різної довжини в різних ґрунтах	Плакат 7
8	Вплив ростверку і паль у складі фундаменту з 9 паль з ростверком 4,7х4,7 м (група дослідів 4) на загальне збільшення несучої здатності куца при збільшенні товщини ростверка	Плакат 8
9	Зміна навантажень, які сприймають палі куца за групою дослідів 4 у піщаному ґрунті при зміні товщини ростверка	Плакат 9
10	Зміна навантажень, які сприймають палі довжиною 10 м куца за групою дослідів 1 у піщаному ґрунті при зміні товщини ростверка	Плакат 10
11	Зміна внутрішніх зусиль в тілі ростверків при навантаженні 5000 кН для паль довжиною 10 м	Плакат 11
12	Висновки за результатами досліджень	Плакат 12
13	Генеральний план. Умовні позначення. Експлікація будівель і споруд. Техніко-економічні показники	
14	План підземного поверху. План 1-го поверху. План типового поверху (3-7 поверх). Експлікації приміщень	
15	Фасад 1-6, фасад 6/1 – 1/1. Розріз А – Е/1, розріз 6/1-1/1, паспорт опорядження фасадів, вузли	
16	План підвалу з укриттям, експлікація приміщень	
17	Геологічний розріз, план фундаментів	
18	Робочі креслення фундаментів, сітки С - 1, С - 2, розріз 1 - 1, специфікації	

Магістерська кваліфікаційна робота Булейко О. Л. на тему:
«Вплив жорсткості ростверка стовпчастого пальового фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами»

Мета дослідження. Дослідити вплив товщини ростверка у сукупності з розмірами плити ростверка (основні параметри, що визначають його жорсткість) на перерозподіл зусиль між елементами пальового фундаменту.

Задачі дослідження:

- опанування програмного комплексу ЛІРА-САПР 2024 для моделювання роботи стовпчастого пальового фундаменту;
- створення розрахункових моделей паль, ростверків та пальових груп з забивних паль у ґрунті;
- планування чисельного експерименту з визначення впливу товщини ростверка та інших геометричних чинників, а також характеристик ґрунту основи на сумісну роботу паль і ростверку у складі пальового фундаменту;
- чисельне моделювання роботи пальових фундаментів та окремих ростверків з різною товщиною ростверка;
- аналіз одержаних результатів, виявлення впливу збільшення товщини ростверка на реалізацію роботи ростверка або паль в складі стовпчастого пальового фундаменту.

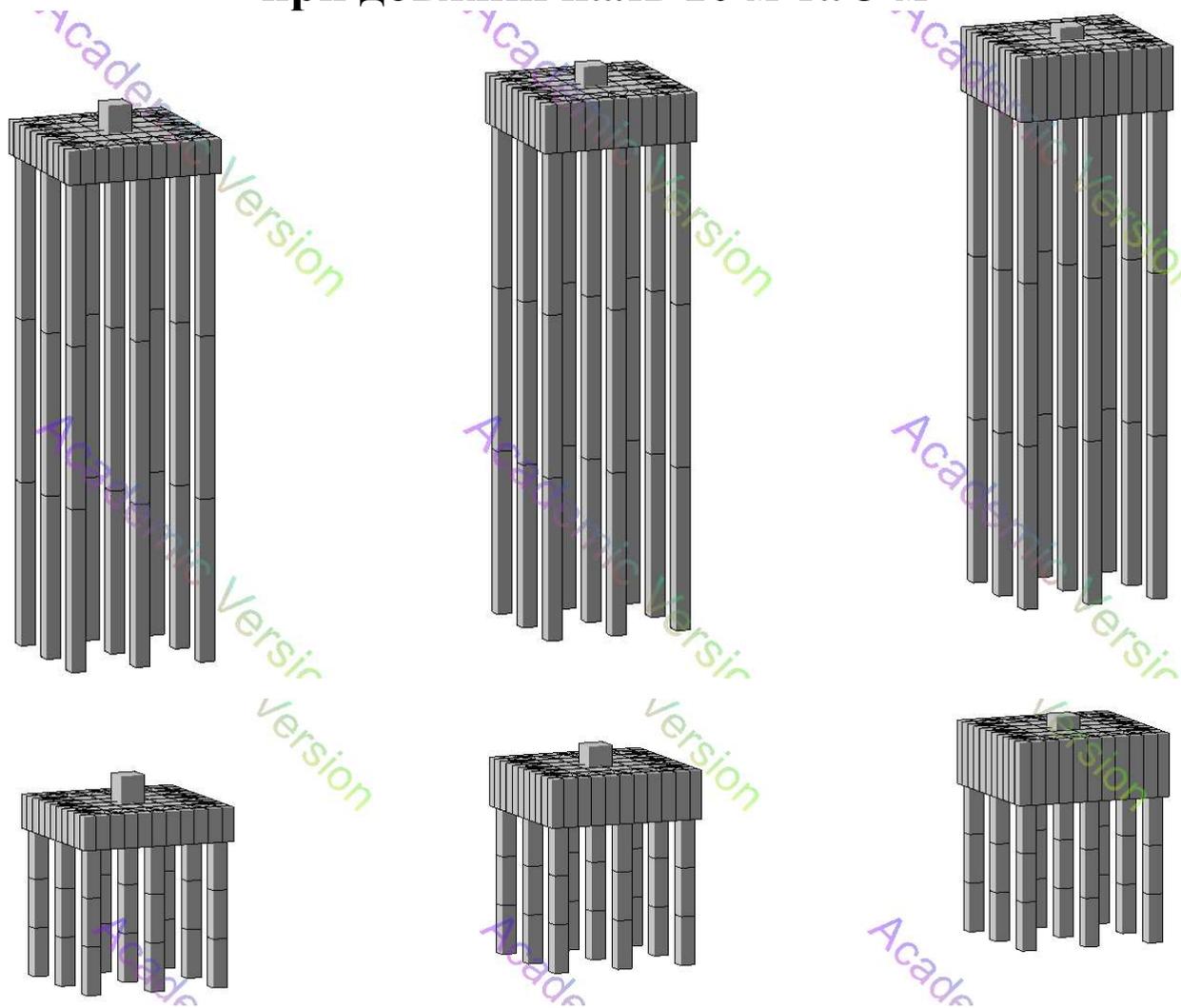
Програма моделювання роботи стовпчастого пальового фундаменту (додатково варіюється товщина ростверку та вид ґрунту)

Група дослідів	Довжина та поперечник паль	Розміщення паль у ростверку
1	L = 3 м, d = 0,3 м	
	L = 10 м, d = 0,3 м	
2	L = 3 м, d = 0,3 м	
	L = 10 м, d = 0,3 м	
3	L = 3 м, d = 0,3 м	
	L = 10 м, d = 0,3 м	
4	L = 3 м, d = 0,3 м	

Група дослідів	Довжина та поперечник паль	Розміщення паль у ростверку
4	L = 3 м, d = 0,3 м	
	L = 10 м, d = 0,3 м	
5	L = 3 м, d = 0,3 м	
	L = 10 м, d = 0,3 м	
6	L = 3 м, d = 0,3 м	
	L = 10 м, d = 0,3 м	
7	L = 3 м, d = 0,3 м	
	L = 10 м, d = 0,3 м	
8	L = 3 м, d = 0,3 м	
	L = 10 м, d = 0,3 м	

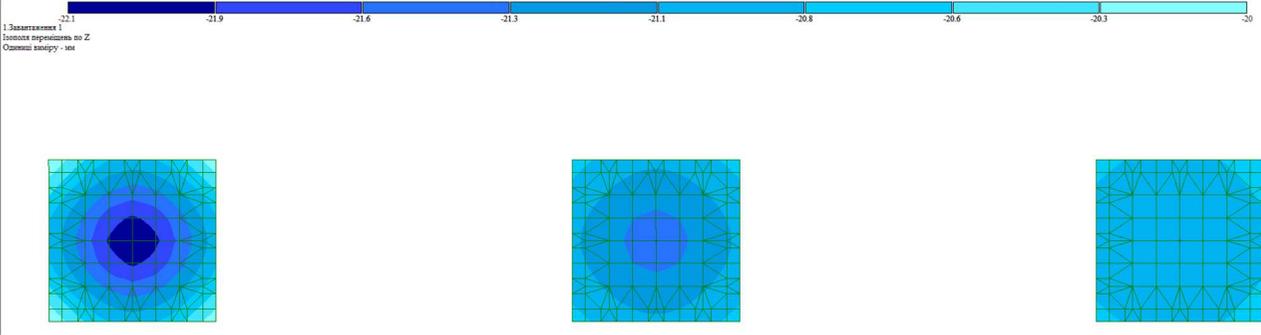
Розрахункові моделі стовпчастого пальового фундаменту

при довжині паль 10 м та 3 м

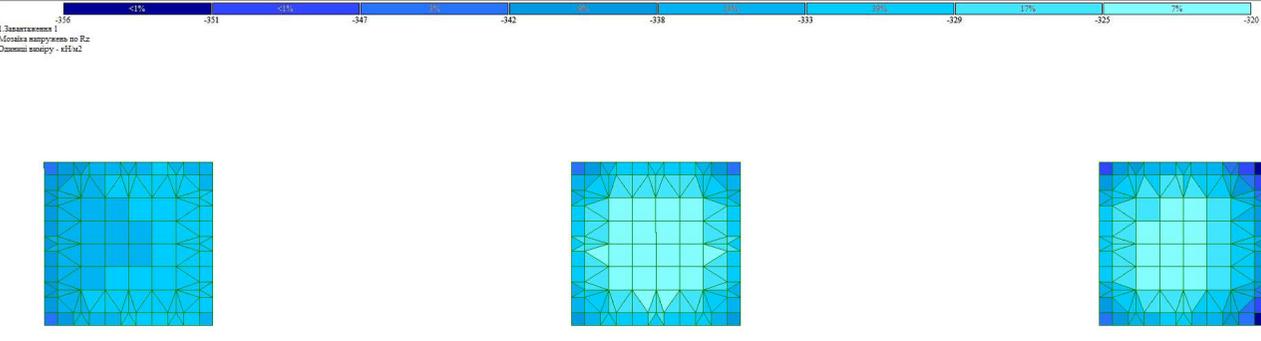


Результати моделювання фундаменту з 9 паль з розмірами ростверка 3,2x3,2 м (група дослідів 2) для паль довжиною 3 м при навантаженні на куш 10000 кН

Осідання ростверка при зміні його товщини

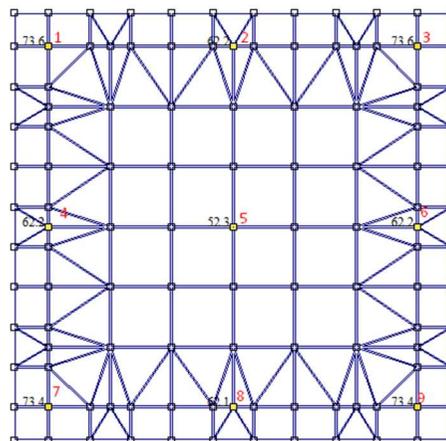


Тиск під подошвою ростверка при зміні його товщини

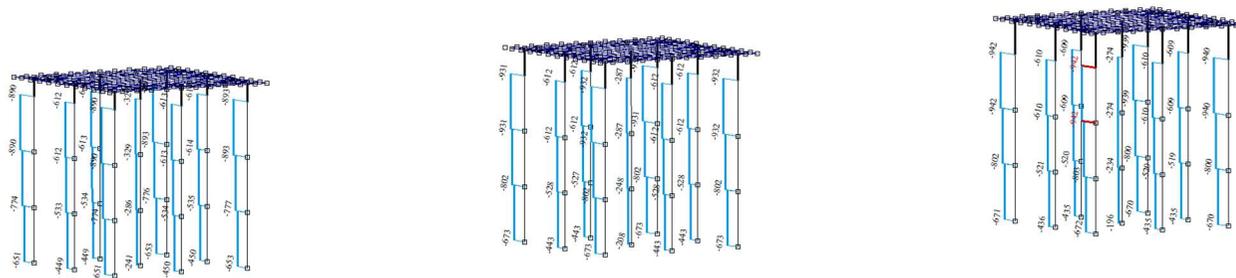


Результати моделювання фундаменту з 9 паль з розмірами ростверка 3,2х3,2 м (група дослідів 2) для паль довжиною 3 м при навантаженні на куш 10000 кН)

Розрахункова модель ростверка з нумерацією паль



Розподіл зусиль між палями для піщаного ґрунту при зміні товщини ростверка



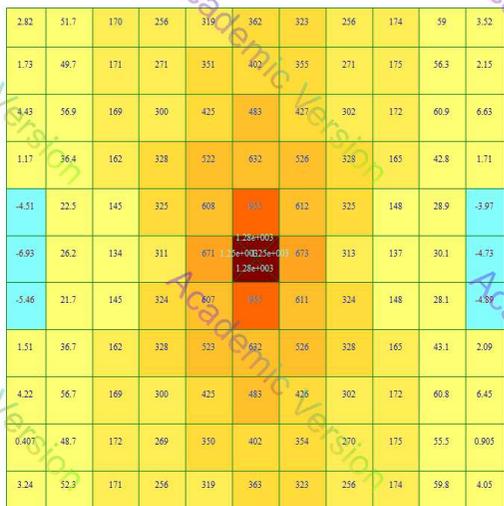
Розподіл згинального моменту у плиті ростверку для піщаного ґрунту при зм

товщини ростверка

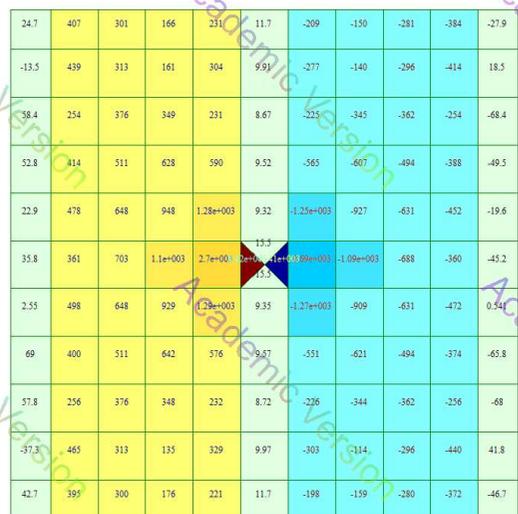
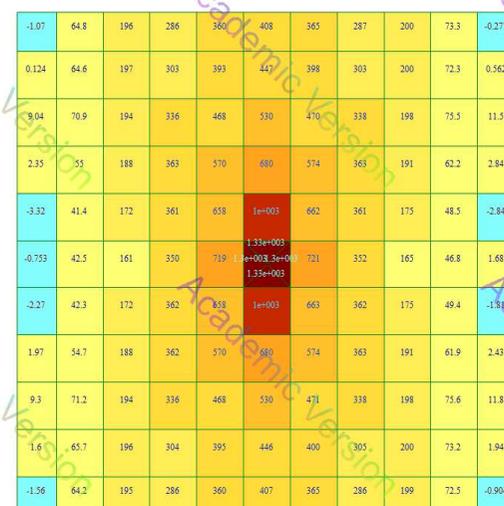
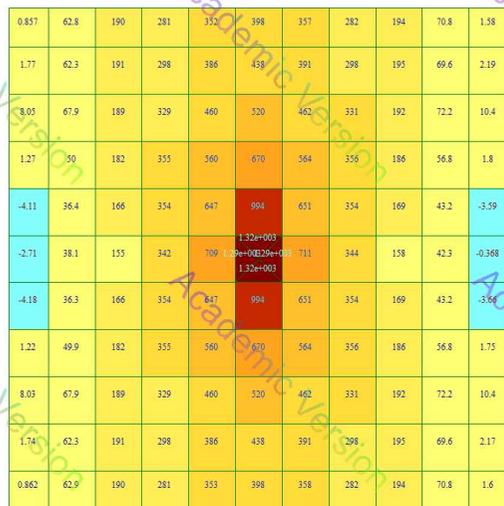
Ростверк товщиною 700 мм

Ростверк товщиною 1000 мм

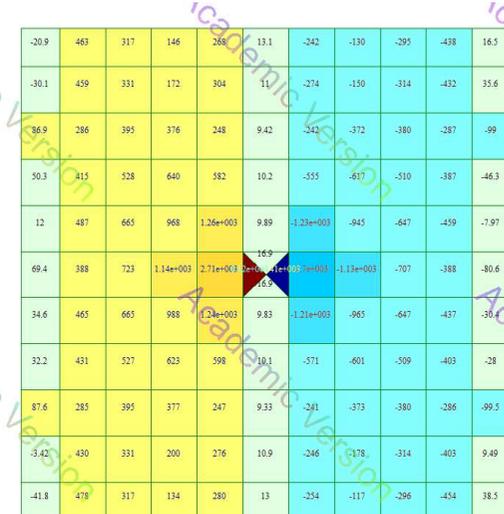
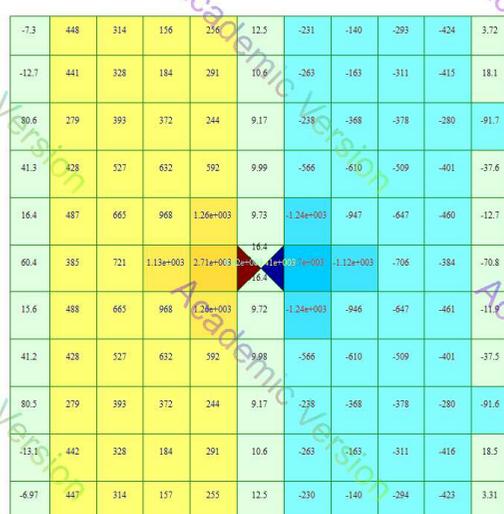
Ростверк товщиною 1300 мм



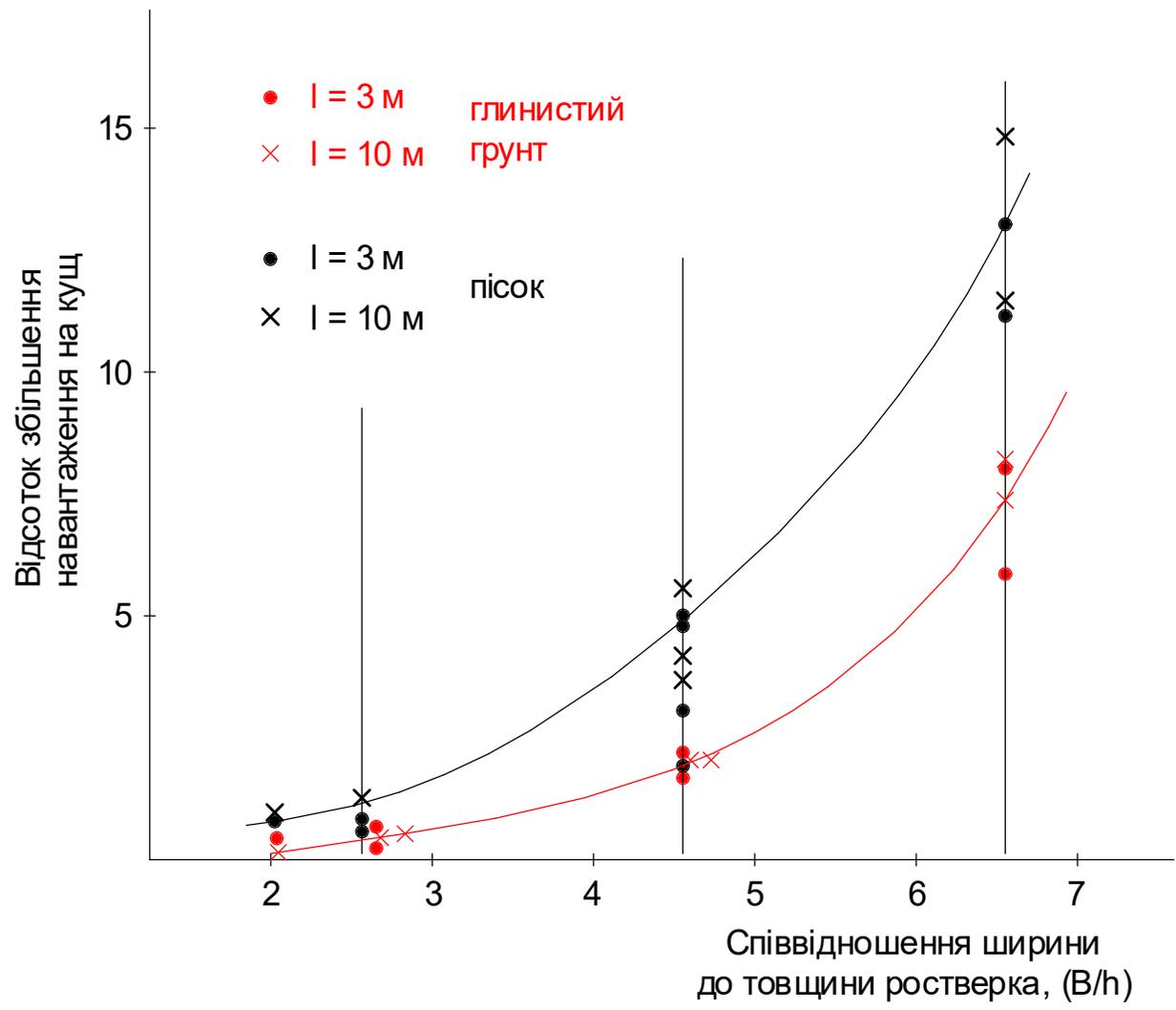
Mx



Qx

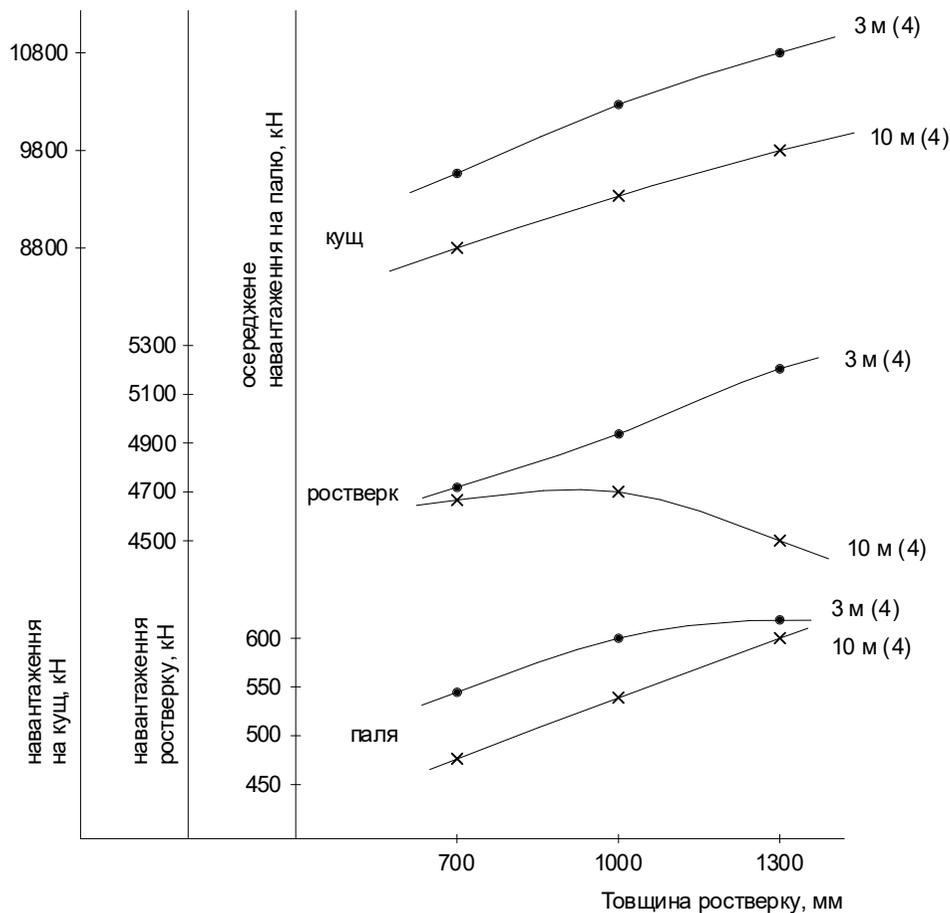


Залежність відсотка збільшення навантаження на куц при зміні товщини ростверк з 700 мм до 1300 мм для паль різної довжини в різних ґрунтах

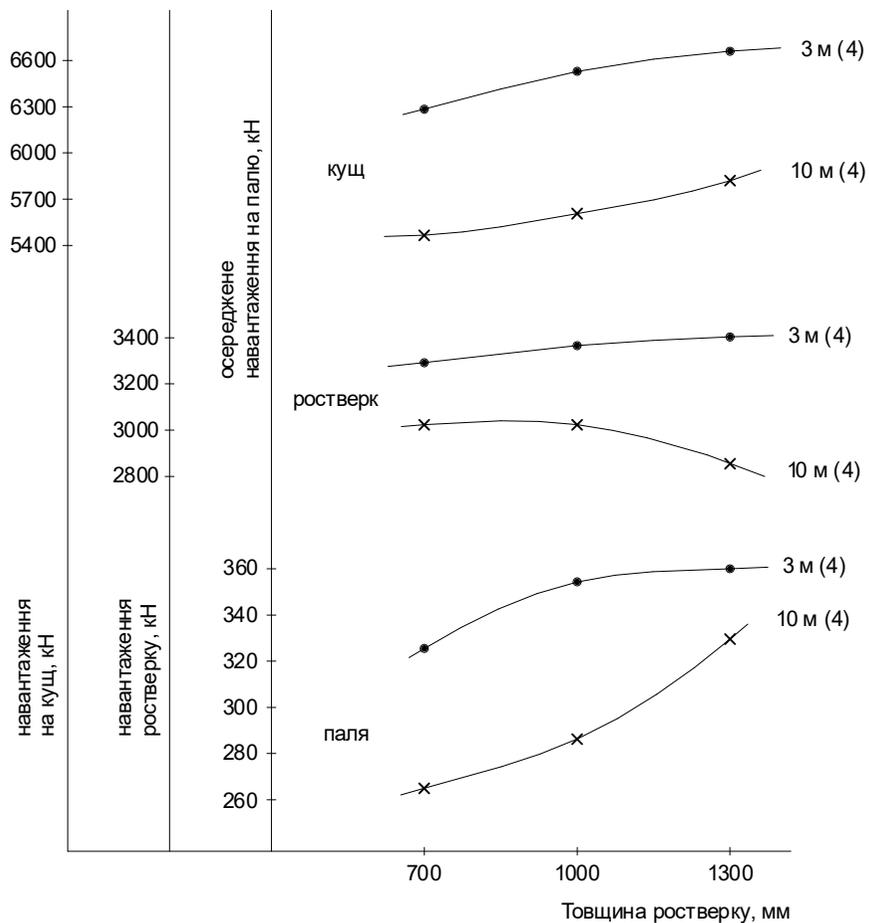


Вплив ростверку і паль у складі фундамента з 9 паль з ростверком 4,7х4,7 м (група дослідів 4) на загальне збільшення несучої здатності куща при збільшенні товщини ростверка

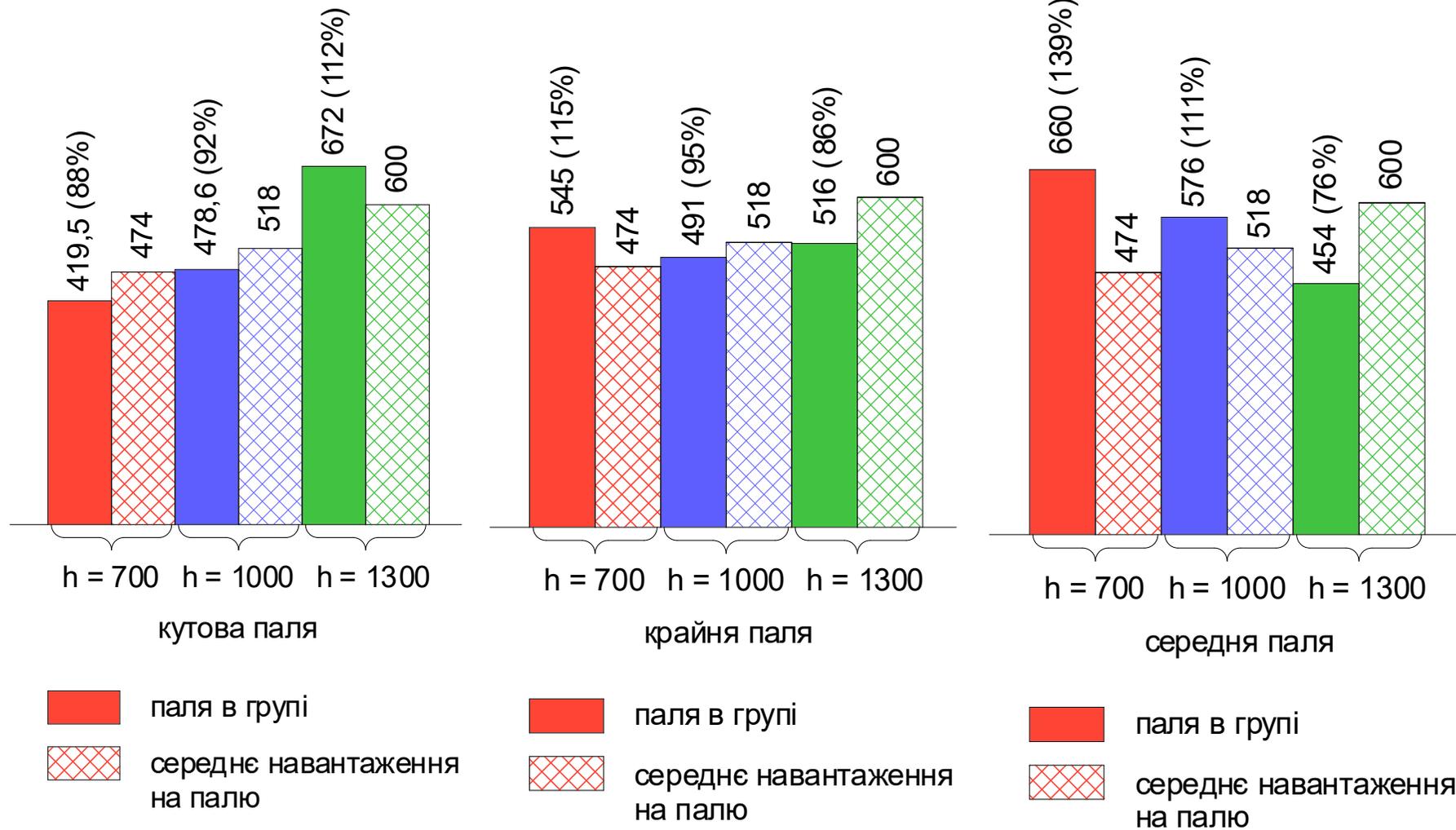
у піщаному ґрунті



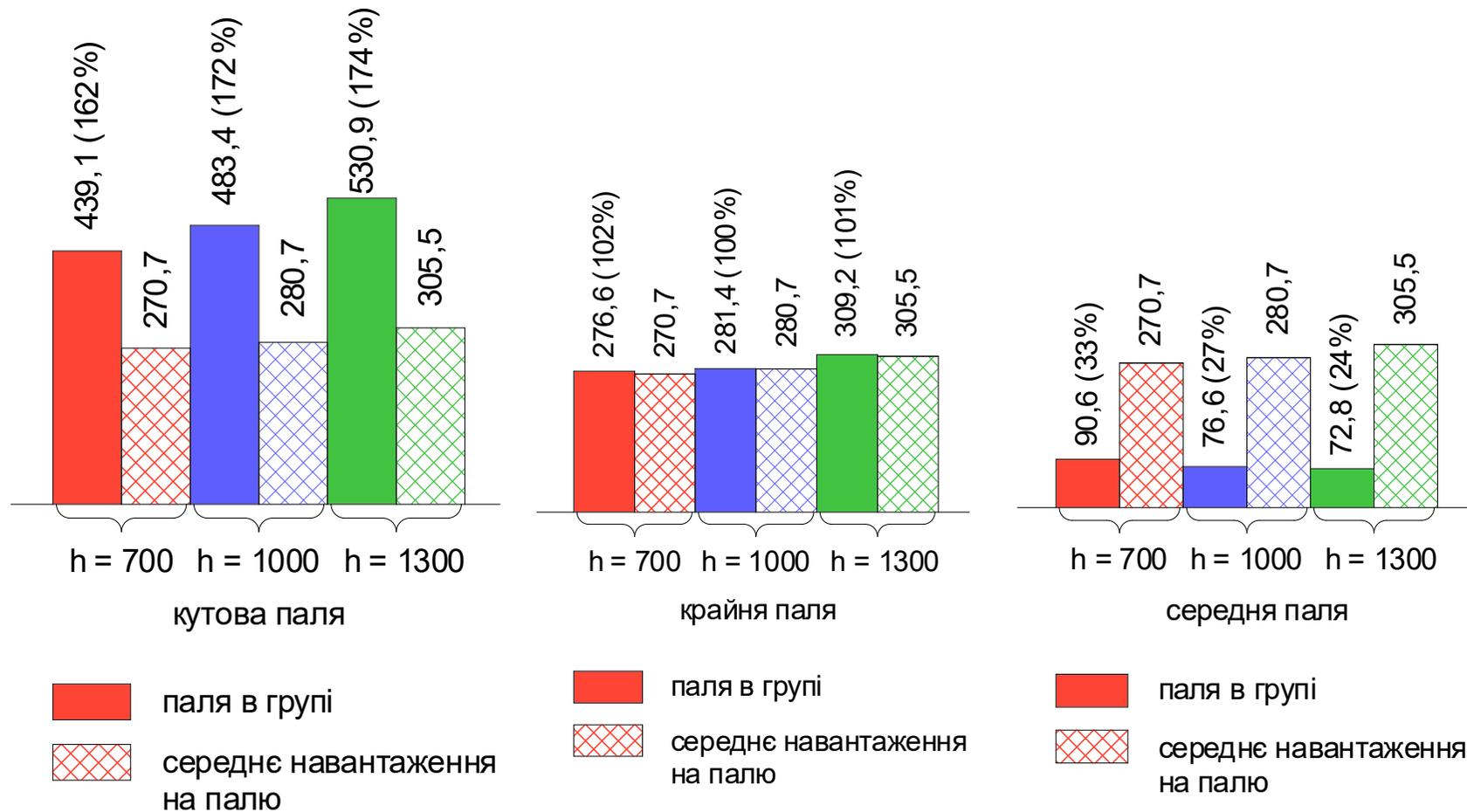
глинистому ґрунті



Зміна навантажень, які сприймають палі куца за групою дослідів 4 у піщаному ґрунті
зміні товщини ростверка
Довжина палей 10 м



Зміна навантажень, які сприймають палі довжиною 10 м куща за групою дослідів 1 у піщаному ґрунті при зміні товщини ростверка



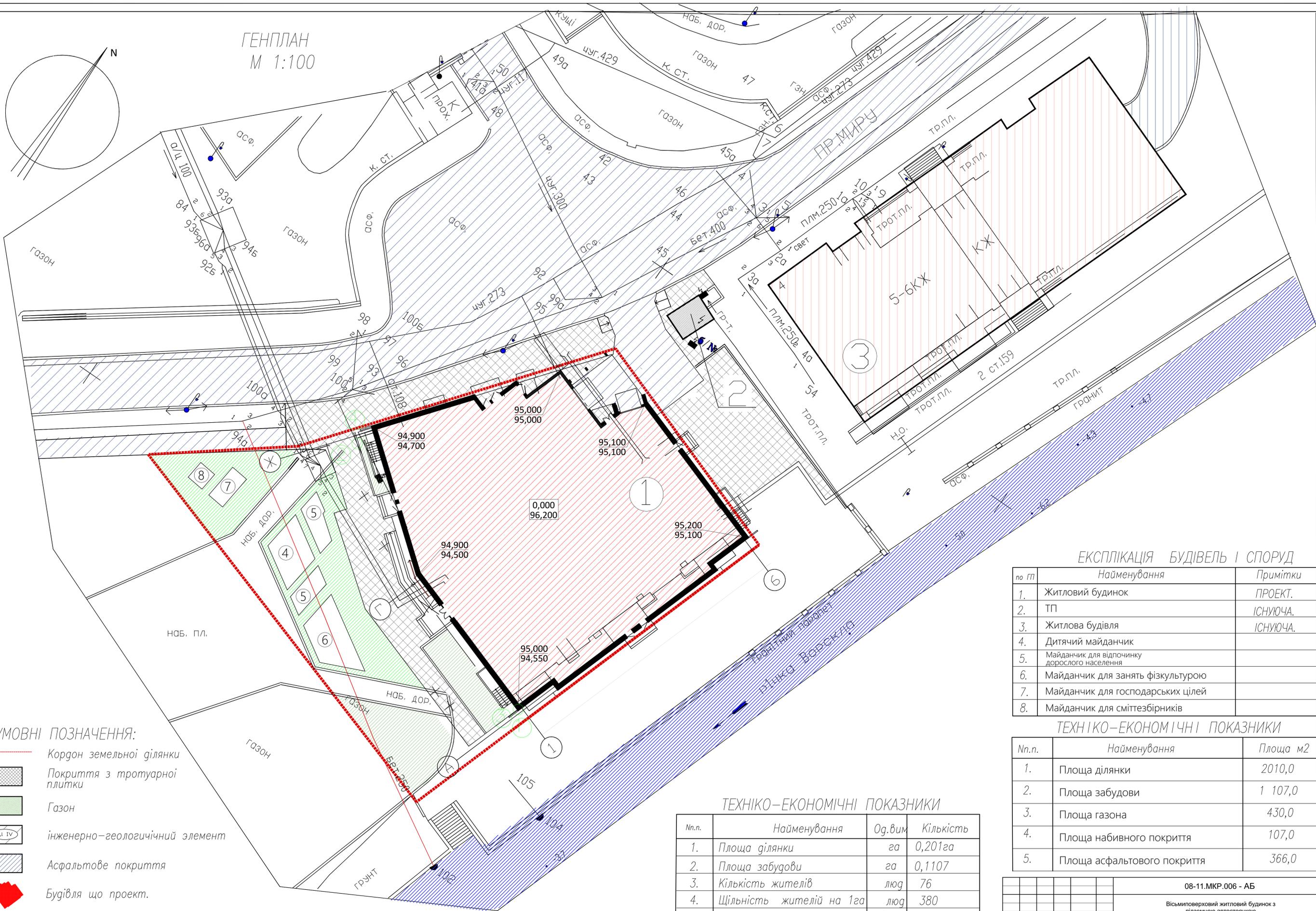
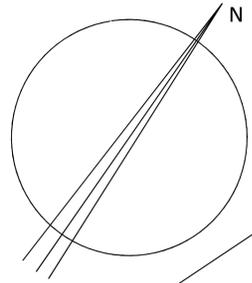
Зміна внутрішніх зусиль в тілі ростверків при навантаженні 5000 кН для паль довжини 10 м

Група дослідів	Кількість паль в групі	Згинальний момент M_x в тілі ростверку біля грані підколоники, кНм/м при товщині ростверка, мм				Поперечна сила Q_x в тілі ростверку біля грані підколоники, кН/м			
		700	1000	1300	% збільшення	700	1000	1300	% збільшення
Піщаний ґрунт									
1	16	671	709	719	7,1	929	968	988	6,5
2	9	779	812	822	5,5	890	902	904	1,6
3	4	777	799	808	4,0	1000	1000	1000	0
4	9	814	878	900	10,6	875	897	905	3,4
5	5	471	479	484	2,7	1450	1490	1500	3,4
6	4	556	563	566	1,8	1450	1450	1450	0
7	4	312	317	318	1,9	1600	1600	1600	0
8	4	917	967	987	7,6	740	745	748	1,1

Згинальний момент M_x в тілі ростверку біля грані підколоники, кНм/м при товщині ростверка, мм				Поперечна сила Q_x в тілі ростверку біля грані підколоники, кН/м			
700	1000	1300	% збільшення	700	1000	1300	% збільшення
Глинистий ґрунт							
679	707	714	5,2	932	971	994	6,6
789	812	819	3,8	890	898	901	1,2
777	788	793	2,0	999	999	999	0
840	881	895	6,5	886	902	907	2,4
472	477	482	2,1	1490	1490	1510	1,3
552	557	559	1,3	1440	1450	1450	0,7
312	316	317	1,6	1570	1570	1570	0
933	956	968	3,8	740	743	744	0,6

1. Збільшення жорсткості ростверку призводить до несуттєвого збільшення навантаження на кущ.
2. Для ростверків з показником початкової жорсткості $V/h = 4,7/0,7 = 6,7$ підвищення несучої здатності фундаменту знаходиться в межах 10,5 – 14,5% для піщаних ґрунтів і 5,7 – 8,7% для глинистих ґрунтів. Отже ефект збільшення навантаження на кущ краще проявляється у піщаних ґрунтах.
3. Збільшення навантаження на кущ при збільшенні товщини ростверка відбувається переважно за рахунок збільшення сумарного навантаження на палі. При цьому частка ростверка у загальному навантаженні практично не змінюється або незначно зменшується.
4. Варіювання товщиною ростверка для покращення ефективності використання паль можна рекомендувати при початковому показникові жорсткості ростверка $V/h > 6$.
5. Довжина паль у кущі практично не чинить впливу на процес підвищення несучої здатності при збільшенні товщини ростверка.
6. Жорсткість ростверка є головним чинником, що впливає на розподіл зусиль між палями групи. У кущах з початковим показникові жорсткості $V/h > 6$ (гнучкі ростверки) найбільше навантаження сприймають середні палі. Але при збільшенні жорсткості вже при $V/h = 4,7$ виникає перерозподіл зусиль в бік крайніх і кутових паль.
7. При жорстких ростверках найбільші зусилля сприймають кутові палі, найменші – центральні.
8. Збільшення товщини ростверку призводить до перерозподілу навантажень між палями в бік зовнішнього контура, при цьому осереджене навантаження на палю куща змінюється несуттєво.
9. По мірі збільшення товщини ростверків згинальні моменти і поперечні сили в їх тілі зростають. Відсоток зростання внутрішніх зусиль незначний, отже з точки зору витрат арматури збільшення товщини ростверка не має економічного ефекту.

ГЕНПЛАН
М 1:100



УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ:

-  Кордон земельної ділянки
-  Покриття з тротуарної плитки
-  Газон
-  інженерно-геологічний елемент
-  Асфальтове покриття
-  Будівля що проект.
-  Житлова будівля
-  Річка

ЕКСПЛІКАЦІЯ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД

по ГП	Найменування	Примітки
1.	Житловий будинок	ПРОЕКТ.
2.	ТП	ІСНУЮЧА.
3.	Житлова будівля	ІСНУЮЧА.
4.	Дитячий майданчик	
5.	Майданчик для відпочинку дорослого населення	
6.	Майданчик для занять фізкультурою	
7.	Майданчик для господарських цілей	
8.	Майданчик для сміттєзбирників	

ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ

№п.п.	Найменування	Площа м2
1.	Площа ділянки	2010,0
2.	Площа забудови	1 107,0
3.	Площа газона	430,0
4.	Площа набивного покриття	107,0
5.	Площа асфальтового покриття	366,0

ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ

№п.п.	Найменування	Од.вим	Кількість
1.	Площа ділянки	га	0,201га
2.	Площа забудови	га	0,1107
3.	Кількість жителів	люд	76
4.	Щільність жителів на 1га	люд	380
5.	Вбудована автостоянка	м/місьць	53
6.	Площадки і дороги	га	0,376

08-11.МКР.006 - АБ

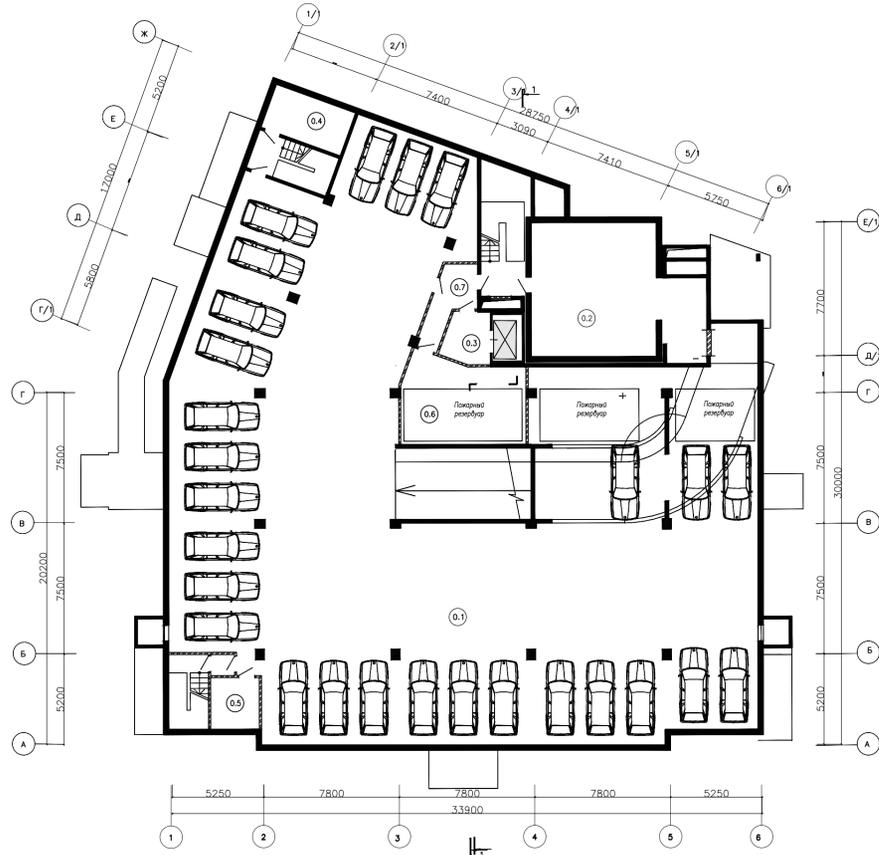
Вісьмиповерховий житловий будинок з підземною автостоянкою

Зм.	Кільк.	Лист № док.	Підпис	Дата	Вплив жорсткості ростверка стовчастого пального фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами	Стадія	Аркуш	Аркушів
Розробив	Будейко О.Л.				Генплан, умовні позначення, експлікація будівель і споруд, ТЕП	П		
Перевірів	Мавська І.В.							
Керівник	Мавська І.В.							
Норм. контроль	Мавська І.В.							
Опонент								
Затвердив	Швець В.В.							

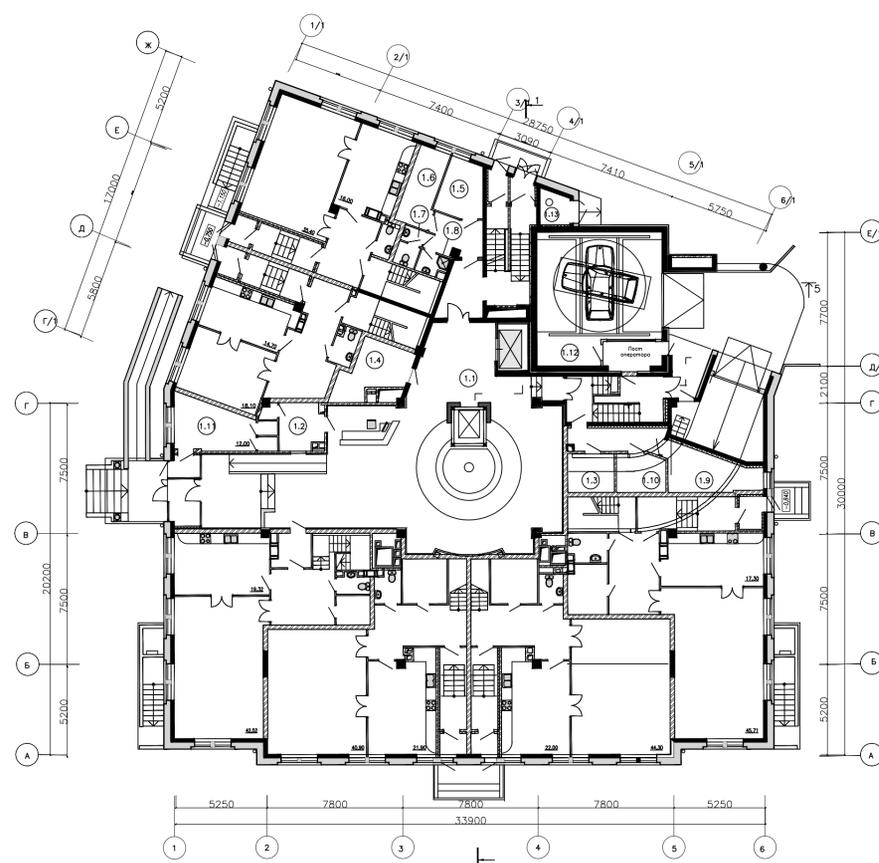
ВНТУ, гр. Б-23мз

СОП/АСОБ/АНЮ
Варіант № 1
Підпис, і дата
Маск. № 1000

ПЛАН ПІДЗЕМНОГО ПОВЕРХУ на відм. -4.800



ПЛАН 1-ГО ПОВЕРХУ ПОВЕРХУ



ЕКСПЛІКАЦІЯ ПРИМІЩЕНЬ ПІДЗЕМНОГО ПОВЕРХУ

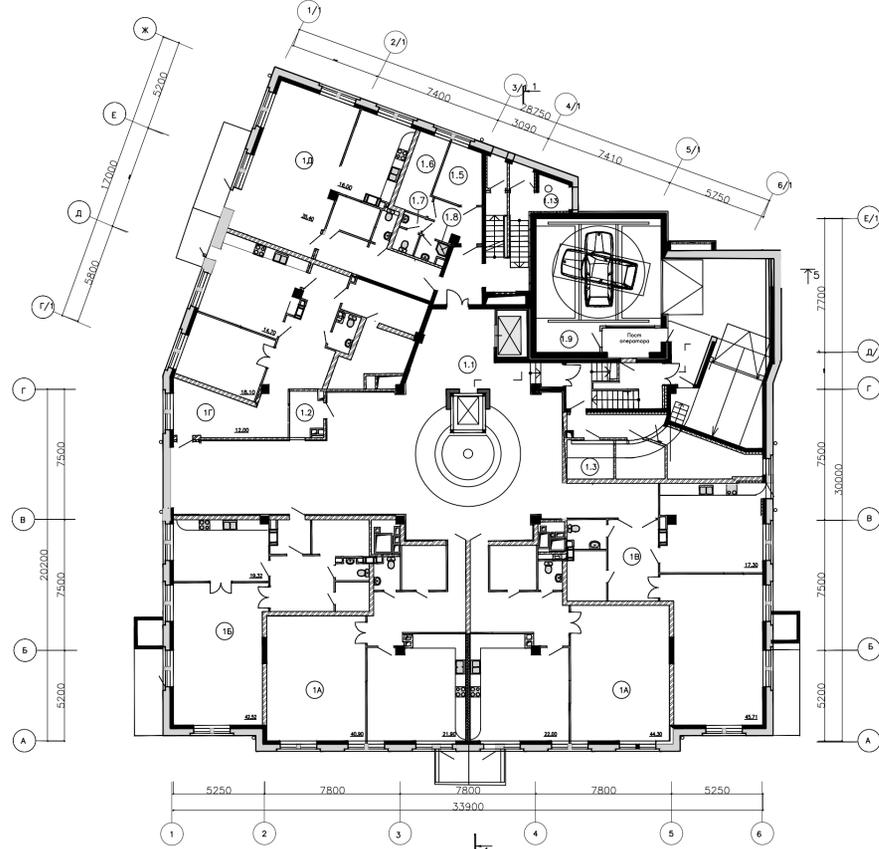
№п.п.	Найменування приміщень	Площа м2	Кат. пож.
0.1.	Підземна автостоянка на 27 м/м	887,7	
0.2.	Венткамера підземної автостоянки	68,0	
0.3.	Ліфтовий хол	7,7	
0.4.	Насосна підземної автостоянки і механізованої автостоянки	12,7	
0.5.	Венткамера підпора повітря для тамбур-шлюза сходів 3	8,3	
0.6.	Приміщення пожежного резервуара для механізованої автостоянки	33,6	
0.7.	Тамбур-шлюз сходів 1	9,2	
	Сходи 1	15,0	
	Сходи 3	10,0	
	Сходи 4	10,8	

Площа підвалу - 1 099,8 м2

ЕКСПЛІКАЦІЯ ПРИМІЩЕНЬ ПЕРШОГО ПОВЕРХУ

№п.п.	Назва приміщень	Площа м2	Кат. пож.
1.1.	Вестибюль	172,5	
1.2.	Допоміжне приміщення персоналу	9,8	
1.3.	Технічне приміщення	5,5	
1.4.	Колясочна	10,7	
1.5.	Північна	7,8	
1.6.	Диспетчерська	14,7	
1.7.	Санвузел техперсоналу	2,8	
1.8.	Кімната інвентарю	2,2	
1.9.	Електрощитова	11,0	
1.10.	Телефонний вузол	5,8	
1.11.	ТСЖ	12,0	
1.12.	Механізована автостоянка на 26 м/місць	55,0	
1.13.	Смітєва камера	3,5	
	Сходи 1	25,0	
	Сходи 2	14,2	

ПЛАН ТИПОВОГО ПОВЕРХУ (3-7 ПОВЕРХ)



ЕКСПЛІКАЦІЯ ПРИМІЩЕНЬ 3-7 ПОВЕРХУ

№п.п.	Назва приміщень	Площа м2	Кат. пож.
1.1.	Вестибюль	172,5	
1.2.	Допоміжне приміщення персоналу	9,8	
1.3.	Технічне приміщення	5,5	
1.4.	Смітєва камера	3,5	
1.5.	Колясочна	10,7	
1.6.	Диспетчерська	14,7	
1.7.	Санвузел техперсоналу	2,8	
1.8.	Кімната інвентарю	2,2	
1.9.	Механізована автостоянка на 26 м/місць	55,0	
1А	1к.кв.-1-о рівнева	81	
1Б	1к.кв.-1-о рівнева	72	
1В	1к.кв.-1-о рівнева	90,2	
1Г	1к.кв.-1-о рівнева	98,6	
1Д	1к.кв.-1-о рівнева	102,4	
	Сходи	52,7	

ЕКСПЛІКАЦІЯ ПРИМІЩЕНЬ ПЕРШОГО ПОВЕРХУ

тип кв.	Найменування квартир	Площа загал. 1 ур.	ВСЬОГО 2-х ур. рівней
5А	5к.кв.- 2-х рівнева	81,0	208,4
3Е	3к.кв.- 2-х рівнева	72,0	159,6
5Б	5к.кв.- 2-х рівнева	90,2	262,5
3В	3к.кв.- 2-х рівнева	98,6	175,7
5Г	5к.кв.- 2-х рівнева	102,4	271,1
3Д	3к.кв.- 2-х рівнева	108,5	196,8
	Загал. площа квартир 1-го поверху	552,7	-

Площа 1-го поверху - 1000,2 м2

СОГЛАСОВАНО:
Порядок і форма
Виконав: інж. Н.
М.Б. Н. год.

08-11.МКР.006 - АБ					
Вісьмиповерховий житловий будинок з підземною автостоянкою					
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата
Розробив	Будейко О.П.				
Перевірів	Масвська І.В.				
Керівник	Масвська І.В.				
Норм. контроль	Масвська І.В.				
Опонент					
Затвердив	Швець В.В.				

Вплив жорсткості ростверка стовчатого пальового фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами

План підземного поверху, план 1-го поверху, план типового поверху (3-7 поверхи), експлікація приміщень

Стадія Аркуш Аркушів

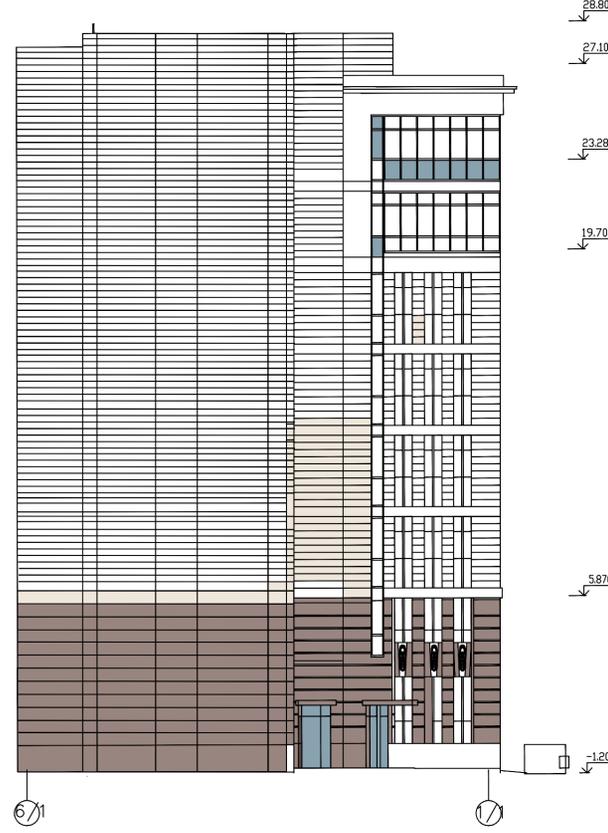
П

ВНТУ, гр. Б-23мз

ФАСАД 1-6



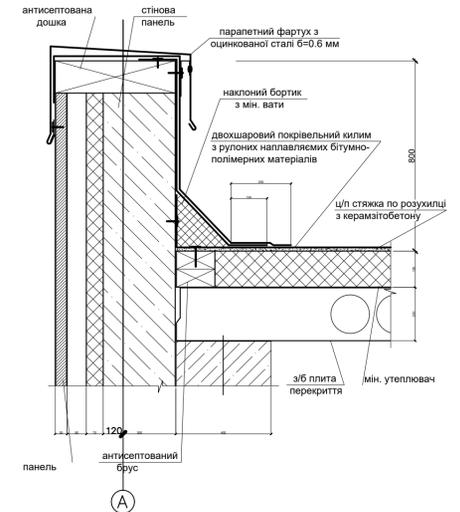
ФАСАД 6/1-1/1



ПАСПОРТ ОПОРЯДЖЕННЯ ФАСАДІВ:

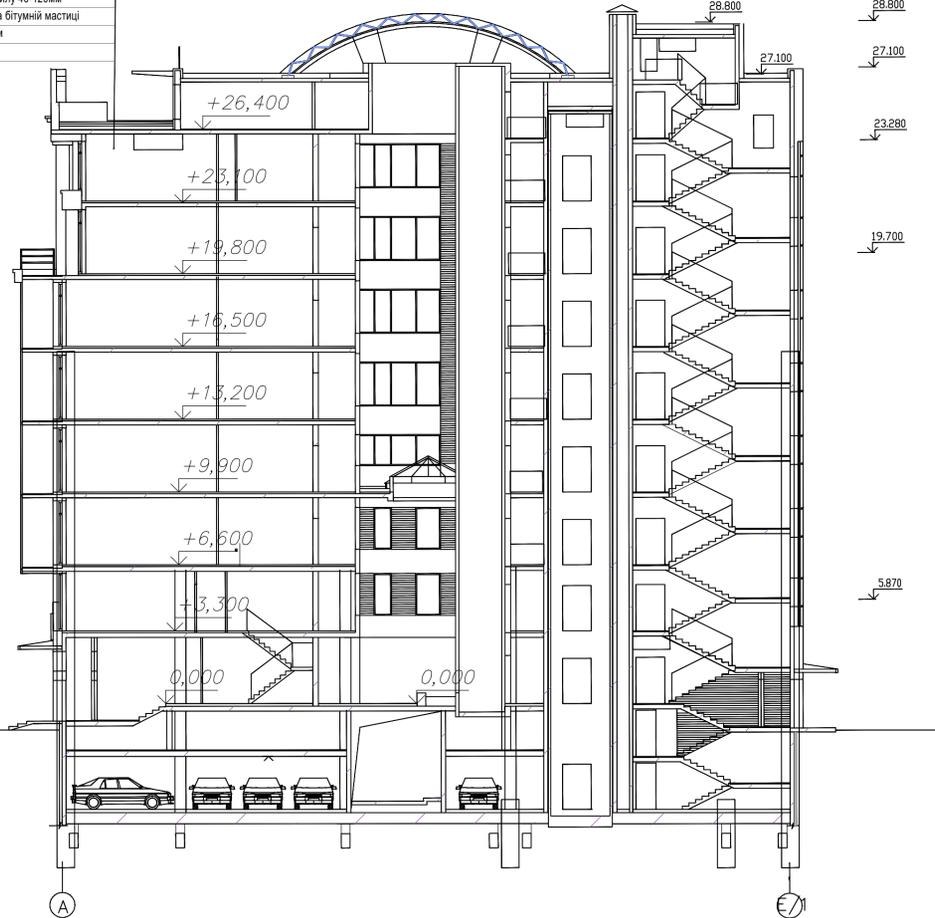
-  Стіна
-  Вікна ,двері
-  Стіна
-  Вікна
-  Балконні поручні

ВАРІАНТ ВЛАШТУВАННЯ ПАРАПЕТУ З СТІНОВОЇ ПАНЕЛІ



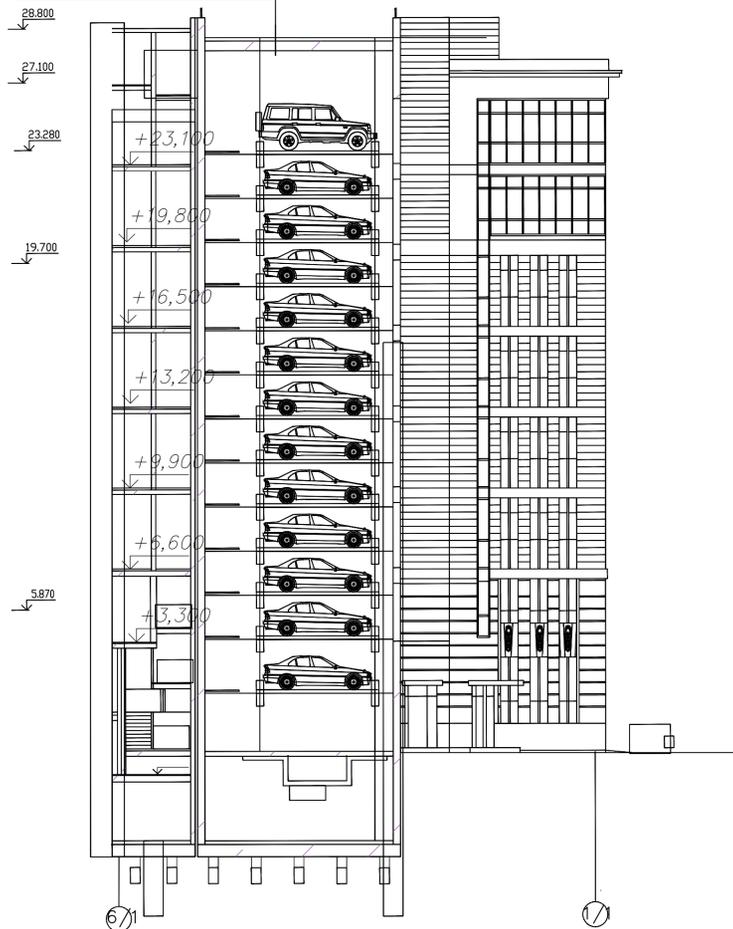
РОЗРІЗ А-Е/1

- Гравійна посипка - 10мм
- Рубероїд наплавний на гнiстийкій основі на бітумній мастиці - 3 шари.
- Цем. піщана стяжка М100 - 40мм
- Утеплювач - 250мм
- Керамзитобетон 1400кг/м3 по ухилу 40-120мм
- Пароізоляція 1 шар рубероїду на бітумній мастиці
- Цем. піщана стяжка М100 - 20мм
- З/Б плита перекриття - 200мм

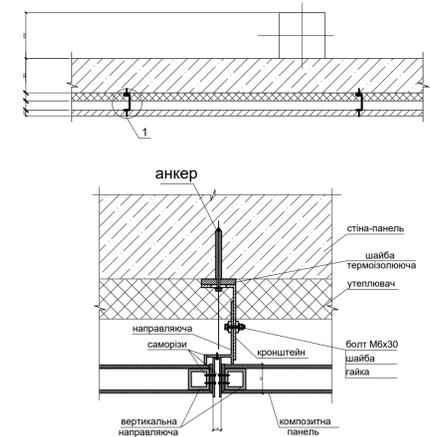


РОЗРІЗ 6/1-1/1

- Гравійна посипка - 10мм
- Рубероїд наплавний на гнiстийкій основі на бітумній мастиці - 3 шари.
- Цем. піщана стяжка М100 - 40мм
- Утеплювач - 250мм
- Керамзитобетон 1400кг/м3 по ухилу 40-120мм
- Пароізоляція 1 шар рубероїду на бітумній мастиці
- Цем. піщана стяжка М100 - 20мм
- З/Б плита перекриття - 200мм

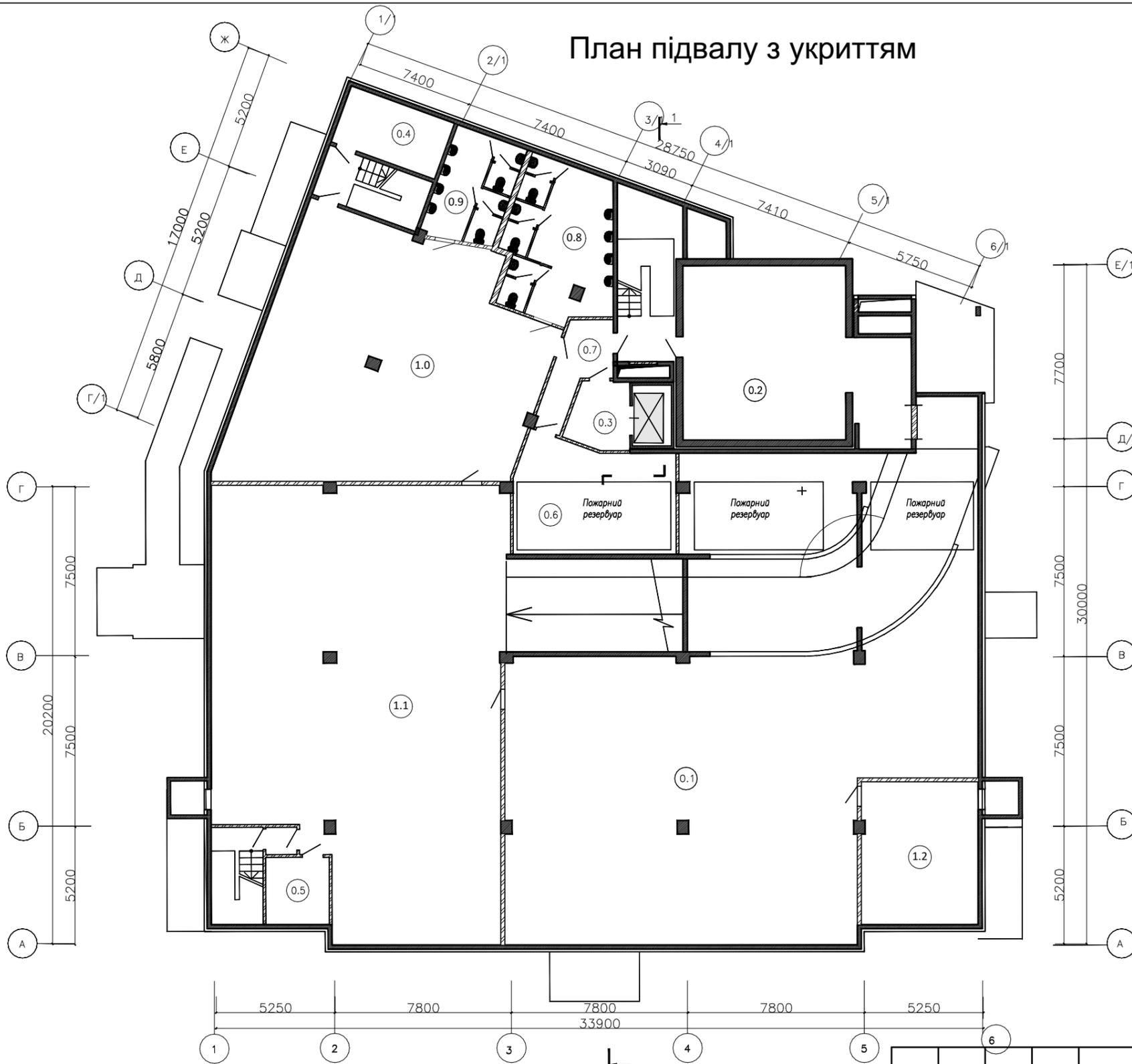


ВУЗЕЛ КРІПЛЕННЯ ФАСАДНОЇ СИСТЕМИ



08-11.МКР.006 - АБ							
Вісьмиповерховий житловий будинок з підземною автостояною							
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата		
Розробив	Булейко О.Л.						
Перевірив	Маєвська І.В.						
Керівник	Маєвська І.В.						
Норм. контроль	Маєвська І.В.						
ОпONENT							
Затвердив	Швець В.В.						
Вплив жорсткості ростверка стовчастого пальового фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами					Стадія	Аркуш	Аркушів
Фасад 1-6, фасад 6/1-1/1, розрід А-Е/1, розрід 6/1-1/1, паспорт опорядження фасаду, вузли					П		
					ВНТУ, гр. Б-23мз		

План підвалу з укриттям



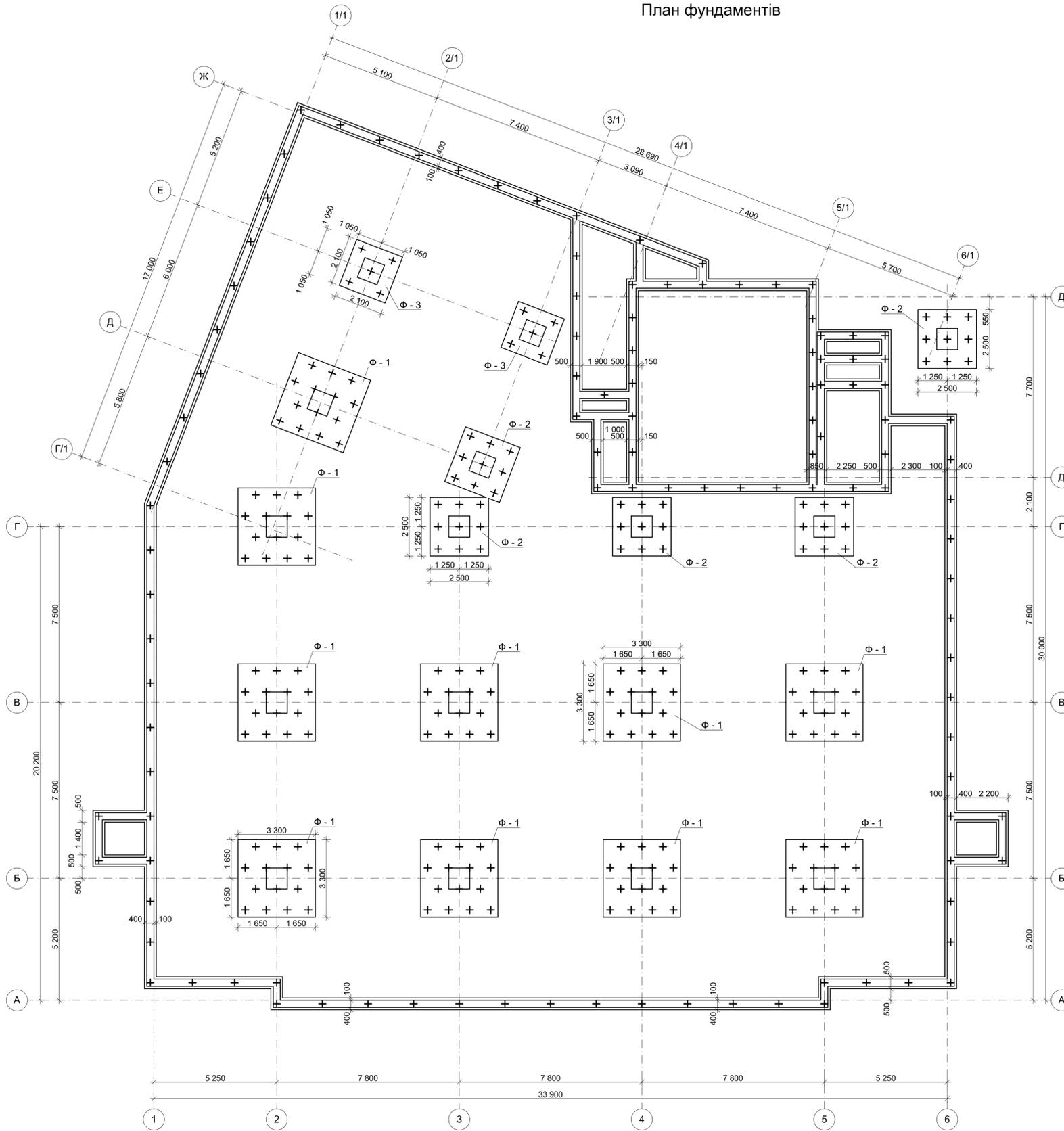
Експлікація приміщень

Номер по плану	Найменування	Площа, м²	Категорія приміщення
0.1	Приміщення найпростішого укриття	305,5	
0.2	Венткамера	68,0	
0.3	Ліфтовий хол	7,7	
0.4	Сходава клітина	12,7	
0.5	Сходава клітина	8,3	
0.6	Пожарний резервуар	33,6	
0.7	Хол	9,2	
0.8	Санвузол жіночий	41,2	
0.9	Санвузол чоловічий	24,9	
1.0	Приміщення найпростішого укриття	210,4	
1.1	Приміщення найпростішого укриття	290,6	
1.2	Венткамера сховища	39,3	

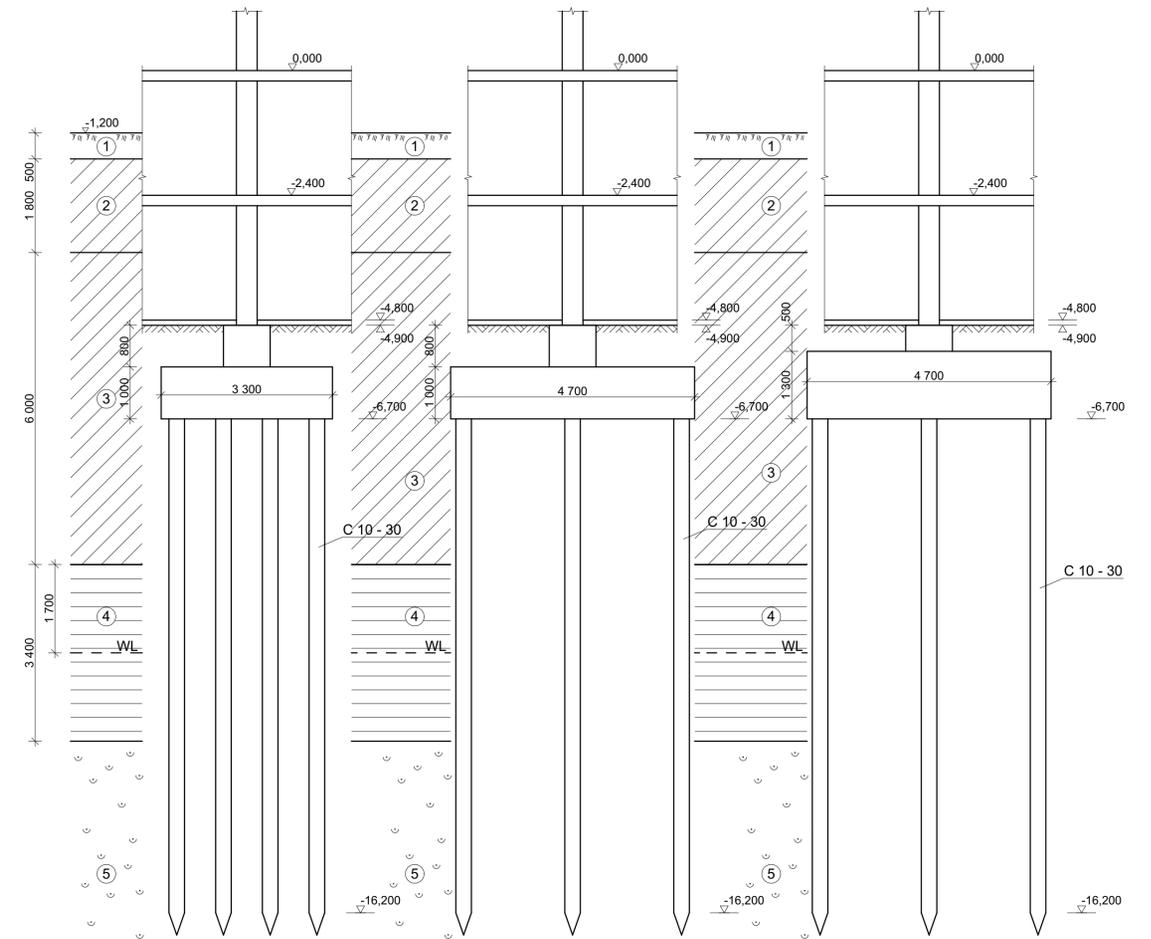
Зам. інв. №
Підпис і дата
Інв. № ор.

						08-11.МКР.006 - АБ			
						Вісьмиповерховий житловий будинок з підземною автостоянкою			
Зм.	Кільк.	Лист	№ док	Підпис	Дата	Вплив жорсткості ростверка стовчастого пального фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами	Стадія	Аркуш	Аркушів
Розробив		Булейко О.Л.					П		
Перевірив		Маєвська І.В.							
Керівник		Маєвська І.В.							
Норм. контроль		Маєвська І.В.				План підвалу з укриттям, експлікація приміщень	ВНТУ, гр. Б-23мз		
Опонент									
Затвердив		Швець В.В.							

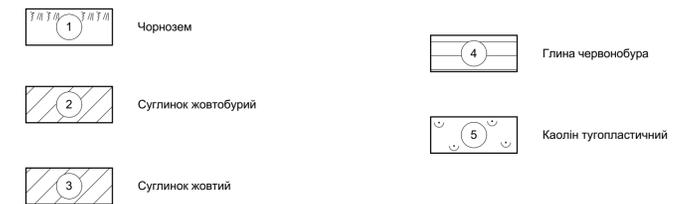
План фундаментів



Геологічний розріз з варіантами фундаментів



Умовні позначення



Лист № 01

Підпис: Дата

Ім'я, Прізвище

Зам. Ім'я, №

08-11.МКР.006 - КБ

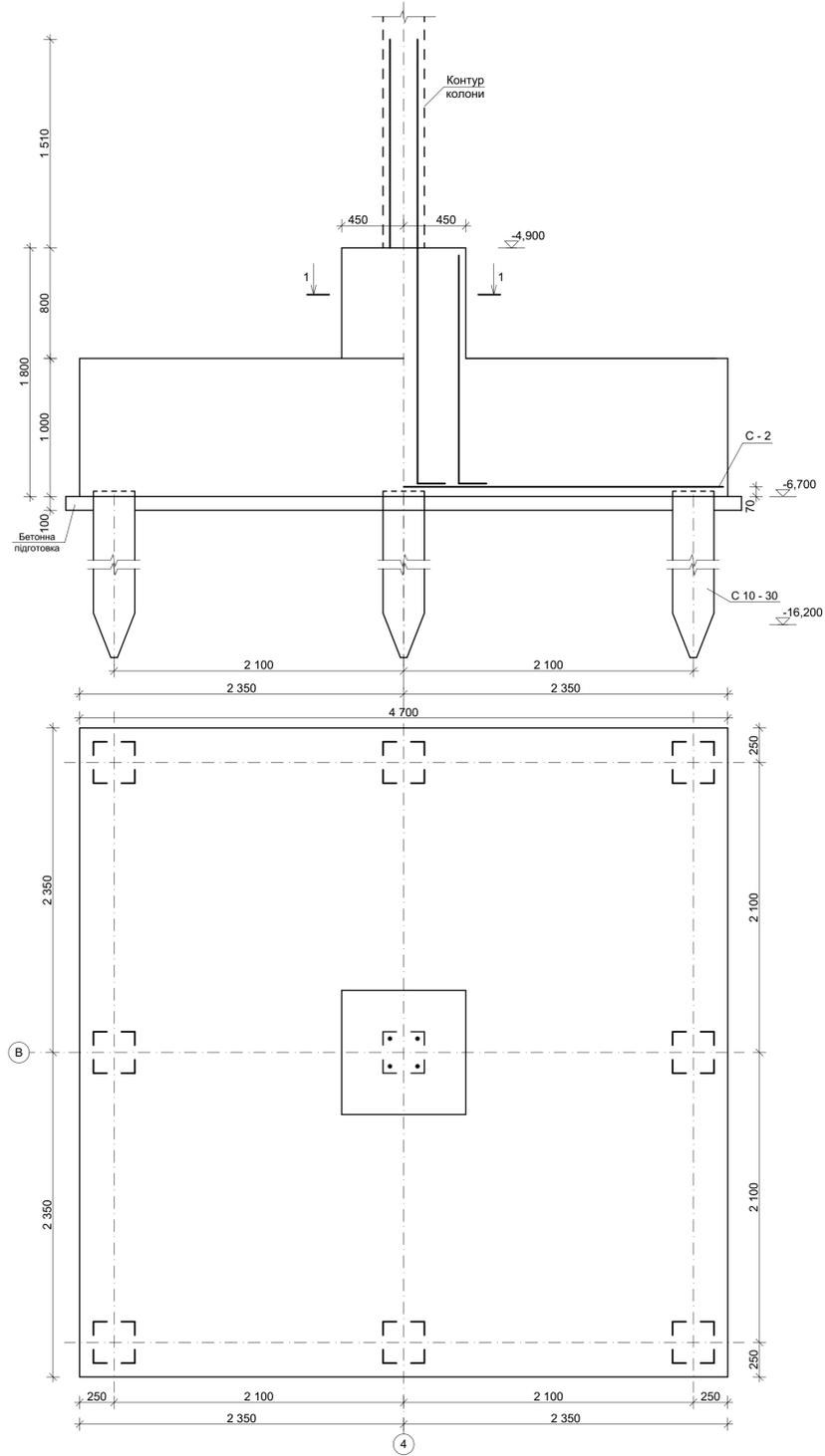
Вісьмиповерховий житловий будинок з підземною автостоянкою

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	Вплив жорсткості ростверка стовчастого пального фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами	Стадія	Аркуш	Аркушів
Розробив		Булейко О.Л.							
Перевірив		Масвська І.В.							
Керівник		Масвська І.В.							
Норм. контроль		Масвська І.В.							
Опонент									
Затвердив		Швець В.В.							

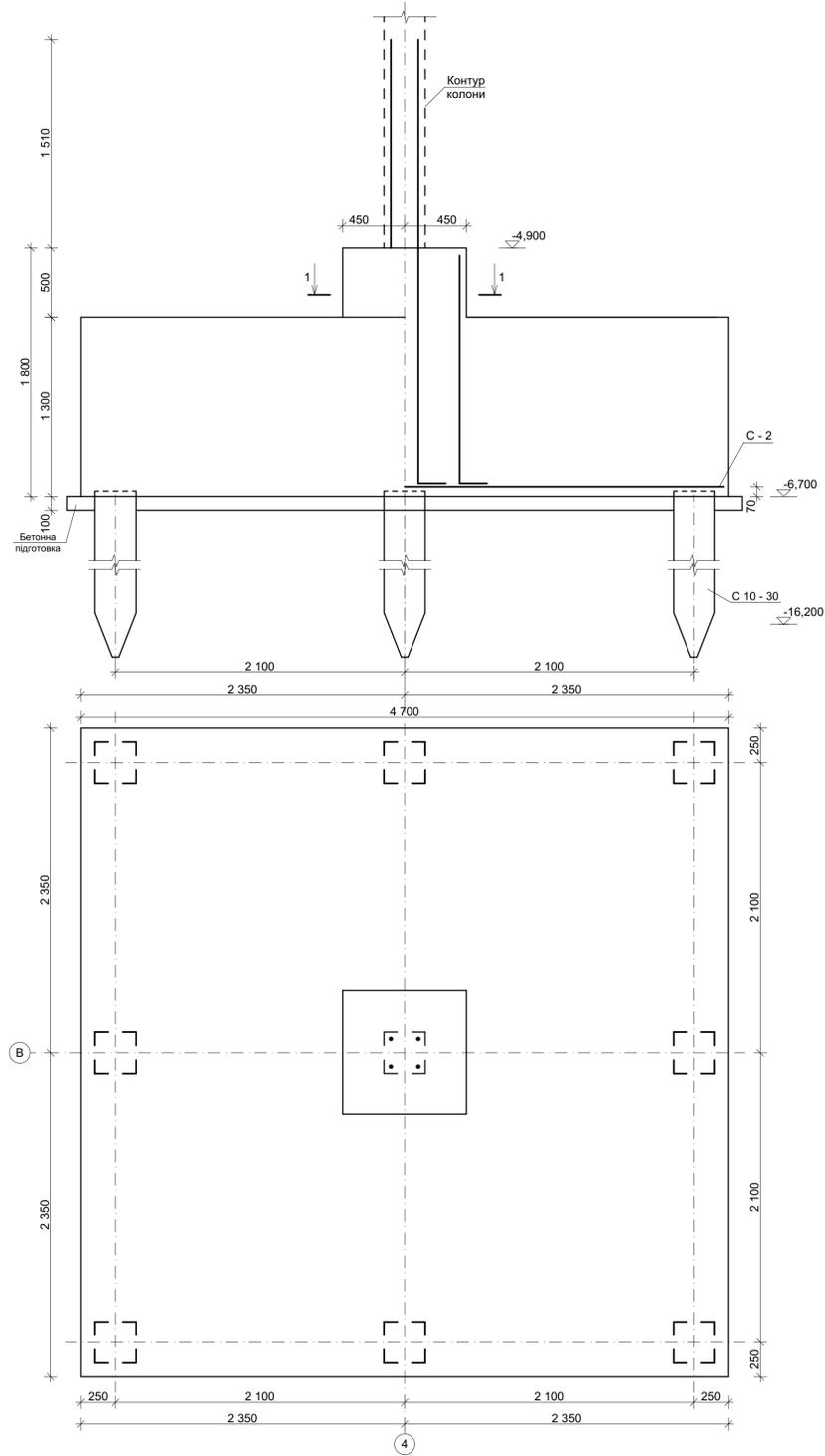
Геологічний розріз, план фундаментів

ВНТУ, гр. Б-23мз

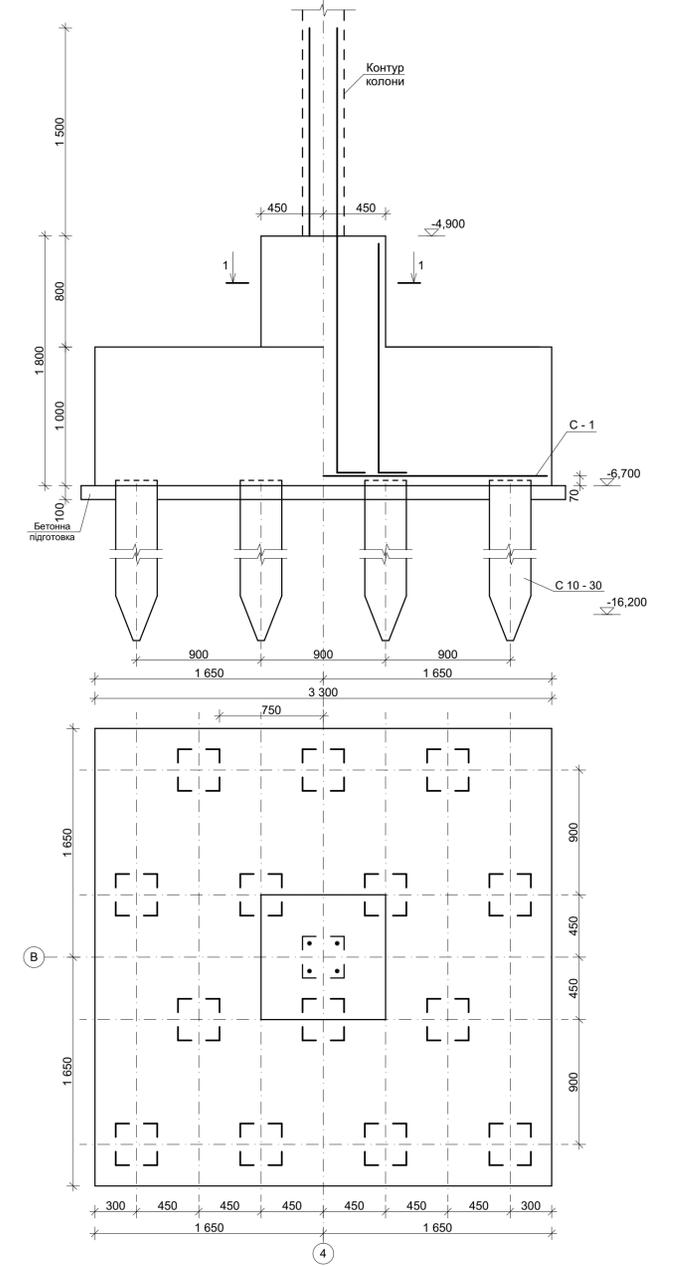
Ф- 1 в варіанті 2
(за результатами
наукового дослідження)



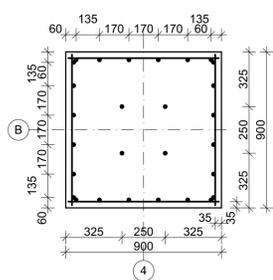
Ф- 1 в варіанті 3
(за результатами
наукового дослідження)



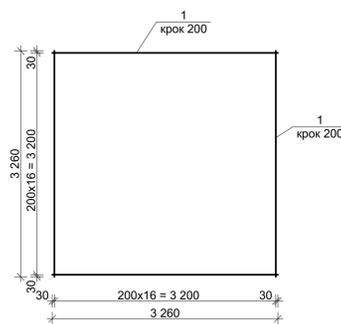
Ф- 1 в варіанті 1
(традиційне рішення)



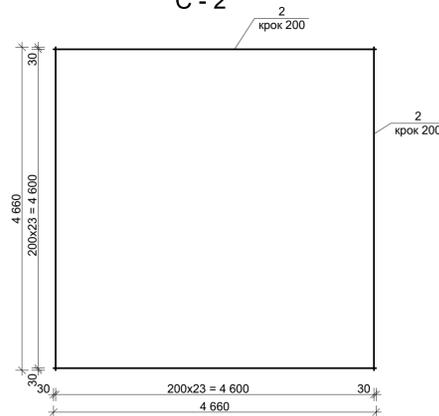
1 - 1



C - 1



C - 2



Відомість витрати сталі

Марка елемента	Вироби арматурні		Всього
	Арматура класу А 400 С		
	ДСТУ 3760:2006		
	Ø20	Всього	
Ф - 1 в варіанті 1 (традиційне рішення)	273,36	273,36	273,36
Ф - 1 в варіанті 2 (за результатами наукового дослідження)	552,0	552,0	552,0

Специфікація на сітці

Марка виробу	Поз. дет.	Найменування	Кіл.	Маса од. кг.	Маса виробу, кг.
C - 1	1	Ø14 А 400 С l = 3 260	34	8,04	273,36
C - 2	2	Ø8 А 240 С l = 4 660	48	11,5	552,0

Специфікація для фундаменту Ф - 1

Марка поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од, кг	Примітки
Ф - 1 в варіанті 1 (традиційне рішення)					
C - 1		Складальні одиниці	1	273,36	273,36
		Сітка С - 1			
		Матеріали			
		Бетон С 16/20			11,54 м3
Ф - 1 в варіанті 2 (за результатами наукового дослідження)					
C - 2		Сітка С - 2	1	552,0	552,0
		Матеріали			
		Бетон С 16/20			22,74 м3

08-11.МКР.006 - КБ

08-11.МКР.006 - КБ					
Вісьмиповерховий житловий будинок з підземною автостоянкою					
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підпис	Дата
Розробив	Булейко О.Л.				
Перевірив	Масвська І.В.				
Керівник	Масвська І.В.				
Норм. контроль	Масвська І.В.				
ОпONENT					
Затвердив	Шець В.В.				

Вплив жорсткості ростверка стовчатого пального фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами

Робочі креслення фундаментів, сітки С - 1, С - 2, розріз 1 - 1, специфікації

ВНТУ, гр. Б-23мз

ВІДГУК

керівника магістерської кваліфікаційної роботи

здобувача (ки) Булейко Олександра Леонідовича

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Вплив жорсткості ростверка стовпчастого
пального фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами

Питання підвищення ефективності конструктивного рішення фундаментів завжди залишається актуальним. У даній магістерській кваліфікаційній роботі пропонується дослідження впливу товщини ростверка у сукупності з розмірами плити ростверка (основні параметри, що визначають його жорсткість) на перерозподіл зусиль між елементами стовпчастого пальового фундаменту.

Показане, що збільшення навантаження на куц при збільшенні товщини ростверка відбувається переважно за рахунок збільшення сумарного навантаження на палі. Варіювання товщиною ростверка для покращення ефективності використання паль можна рекомендувати при початковому показникові жорсткості ростверка $B/h > 6$.

Жорсткість ростверка є головним чинником, що впливає на розподіл зусиль між палями групи. При жорстких ростверках найбільші зусилля сприймають кутові палі, найменші – центральні.

По мірі збільшення товщини ростверків згинальні моменти і поперечні сили в їх тілі зростають. Відсоток зростання внутрішніх зусиль незначний.

Робота відповідає виданому завданню і вимогах до магістерських кваліфікаційних робіт.

Робота є навчальною, але відповідає сучасним потребам проєктної та будівельної практики.

Магістерська робота містить технічний розділ, де розроблена конструкторська документація для каркасно-монолітного житлового будинку у м. Полтава. Розглянуті питання архітектурно-планувальних рішень, виконано проєктування фундаментів у типовому варіанті та за результатами наукових досліджень. В розділі економіки визначено, що використання результатів досліджень дозволяє оптимізувати проєктне рішення пальового фундаменту з одержанням економічного ефекту.

Під час роботи здобувач 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 LIV науково-технічній конференції підрозділів Вінницького національного технічного університету (2025)», Вінниця, і за результатами доповіді опубліковані тези.

Здобувач дотримувався календарного плану, виконав великий обсяг роботи, показав відповідний рівень підготовки.

По роботі слід відзначити такі недоліки:

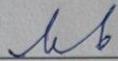
1. Не висвітлений вплив жорсткості підстильного ґрунту та кількості палів на загальну жорсткість ростверку.
2. При математичному моделюванні бажано б було розглянути більшу кількість типів ґрунтів.

Підготовка здобувача Булейко О. Л. відповідає вимогам освітньої програми.

Магістерська кваліфікаційна робота заслуговує на оцінку «А», а студент на присвоєння 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.
(посада, науковий ступінь, вчене звання)


(підпис)

І. В. Маєвська
(ініціали, прізвище)

ВІДГУК ОПОНЕНТА
на магістерську кваліфікаційну роботу
здобувача (ки) Булейка Олександра Леонідовича
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Вплив жорсткості ростверка стовпчастого
пального фундаменту на перерозподіл зусиль між його елементами

Магістерська кваліфікаційна робота виконана відповідно до завдання кафедри БМГА, відповідає темі, містить 18 аркушів графічного матеріалу і текстову частину з 152 сторінок.

Матеріал роботи подано у розгорнутому та доступному для розуміння вигляді. Розглянута проблематика відповідає сучасним потребам проєктної практики у будівництві.

У першому розділі виконаний огляд робіт інших авторів із близьким напрямом дослідження, що дозволяє висвітлити можливі напрямки подальших досліджень. У другому розділі зроблена постановка задач, намічений план дослідження та наданий опис програмного продукту, за допомогою якого будуть проводитись дослідження. У третьому розділі виконаний аналіз одержаних результатів і виявлений вплив жорсткості ростверка на напружений стан пальового фундаменту. Крім жорсткості ростверка варіювались розміщення і довжина паль, ґрунтові умови з різним ступенем піддатливості.

Усі розрахунки виконані на базі математичного моделювання в програмному комплексі Ліра. Використаний сучасний підхід до моделювання, коли враховується спільна робота ґрунтової основи та елементів фундаменту.

На основі матеріалів роботи опубліковані тези на на LIV науково-технічній конференції підрозділів Вінницького національного технічного університету (2025)», Вінниця, і за результатами доповіді опубліковані тези.

Четвертий розділ, технічний, де подане архітектурно-будівельне рішення багатопверхового каркасного житлового будинку та розробка типового конструктивного рішення пальового фундаменту. Найбільш вагомим підтвердженням усіх отриманих у роботі результатів є п'ятий розділ, в якому здійснений розрахунок економічної ефективності науково-технічної розробки.

Текстова частина пояснювальної записки та графічні матеріали виконано відповідно до стандартів та з дотриманням усіх вимог.

До недоліків можна віднести:

1. Необґрунтований діапазон зміни товщини ростверків.
2. Не приведені розрахунки за методикою норм, про які згадується у роботі.

Магістерська кваліфікаційна робота заслуговує на оцінку «А» (відмінно), а здобувач на присвоєння ступеня магістра та кваліфікації Магістр з будівництва та цивільної інженерії за освітньо-професійною програмою «Промислове та цивільне будівництво».

Опонент

доктор наук Т.Е., К.Т.Н., Д.С.
(посада, науковий ступінь, вчене звання)



Снібах О.Ю.
(ініціали, прізвище)