

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:

Підвищення несучої здатності ростверку у складі палих кушів

Виконав: студент 2 курсу, групи Б-21мз

Спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Олішук Д. М.
(прізвище та ініціали)

Керівник: д.т.н., професор
(науковий ступінь, посада)

Моргун А. С.
(прізвище та ініціали)

«16» 06 2023 р.

Опонент: к.т.н., доцент
(науковий ступінь, посада)

Слободян Н. М.
(прізвище та ініціали)

«19» 06 2023 р.

Опущено до захисту
авідувач кафедри БМГА
В.В. Швець
(прізвище та ініціали)
«16» червня 2023 року

Вінниця ВНТУ - 2023 рік

Вінницький національний технічний університет
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Будівництва, цивільної та екологічної інженерії

Кафедра Будівництва, міського господарства та архітектури

Освітньо-кваліфікаційний рівень магістр

Напрямок підготовки 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.

“ 30 ”

03

2023 року

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРАНТА

Оліщук Денис Миколайовича

(прізвище, ім'я, по батькові)

Тема проекту (роботи) Підвищення несучої здатності ростверку
у складі паливних куців

Рівень роботи Моргун А. С., проф., д.т.н.

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

Затверджені наказом вищого навчального закладу від “20” березня 2023 року № 68

Строк подання магістрантом роботи 6.06.2023 р.

Вихідні дані до роботи Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту проектування, результати інженерно-геологічних вишукувань. Передбачається проектування офісної будівлі з шести наземними поверхами і цокольним поверхом. Будівля каркасна, Г-подібна в плані з габаритами 24,00×29,88 м в осях, висота поверху – 3,3 м. Результати попередніх досліджень роботи стовпчастих паливних фундаментів, результати огляду літературних джерел.

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Вступ (актуальність та новизна наукових досліджень, об'єкт, предмет, мета і задачі, практична значимість, методи досліджень, апробація)

Аналіз сучасного стану питання (огляд літературних джерел)

Чисельне моделювання (побудова розрахункової схеми стовпчастого паливого фундаменту у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation, планування чисельного експерименту з визначення впливу способу з'єднання паль з ростверком, геометричних чинників фундаменту та характеристик ґрунту основи)

Аналіз і узагальнення результатів дослідження (аналіз одержаних результатів, виявлення залежностей)

Технічна частина (архітектурно-будівельні рішення - розрахунок планувальних розмірів і розмірів вікон та дверей, заповнення, експлікація стовпів; основи та фундаменти - розробка конструктивного рішення фундаментів за рекомендаціями норм та за результатами досліджень).

5. Розробка заходів з охорони праці та цивільного захисту.
 6. 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-дослідна частина (розділи 1-3) – 6-8 арк. (плакати, що ілюструють результати науково-дослідної роботи)
 2. Технічний розділ – 3 арк. (генеральний план, плани поверхів, розріз, вузли, креслення варіантів фундаментів, поперечні перерізи фундаментів)

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	виконан прийняв
Розділ 1-3	Моргун А. С., проф., д.т.н.		
Технічний розділ	Моргун А. С., проф., д.т.н.		
Охорона праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях	Кобилянська І. М., доц., к.пед.н.		
Економічна частина	Лялюк О. Г. доц., к.т.н.		

7. Дата видачі завдання 30.03.2023 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітки
1	Складання технічного завдання та вступу до МКР	31.01-06.02.23	
2	Науково-дослідна частина	07.02-11.03.23	
3	Архітектурно-будівельні рішення	12.03-27.03.23	
4	Основи та фундаменти	28.03-30.04.23	
5	Економічна частина	01.05-15.05.23	
6	Охорона праці та цивільний захист	16.05-30.05.23	
7	Оформлення МКР	20.05-31.05.23	
8	Подання МКР на кафедру для перевірки	01.06-05.06.23	
9	Попередній захист	01.06-07.06.23	
10	Рецензування	06.06-12.06.23	

Магістрант

(підпис)

Оліщук Д. М.
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Моргун А.
(прізвище)

АНОТАЦІЯ

УДК 624.15

Оліщук Д. М. Підвищення несучої здатності ростверку у складі пальових кущів. Магістерська кваліфікаційна робота зі спеціальності 192 – «Будівництво та цивільна інженерія», освітня програма – «Промислове та цивільне будівництво». Вінниця: ВНТУ, 2023. 109 с.

Укр. мовою. Бібліогр.: 85 назв, рис.36; табл. 23, 13 листів графічної частини.

В даній магістерській кваліфікаційній роботі для підвищення несучої здатності низького ростверку у складі пальових кущів запропоновано застосовувати шарнірне з'єднання паль у ростверку, що забезпечує почергове включення в роботу: спочатку ростверк, а потім палі.

У першому розділі виконано огляд літературних джерел щодо експериментальних досліджень роботи пальових фундаментів.

У другому розділі розглянуто числові дослідження роботи пальових фундаментів, складено програму числового моделювання пальових кущів при жорсткому і шарнірному з'єднаннях паль у ростверку.

В третьому розділі МКР методом чисельного моделювання з допомогою програмного комплексу Plaxis 3d Foundation було визначено несучу здатність ростверку при жорсткому і шарнірному з'єднанні паль у ростверку.

У технічній частині було представлено нове будівництво офісного центру во вулиці Корольова у місті Рівне. Виконано розрахунок і проектування кущового пальового фундаменту за рекомендаціями норм і з врахуванням результатів наукового дослідження.

В розділі з охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях було розглянуто технічні рішення з експлуатації офісного центру. Розрахований коефіцієнт радіаційного захисту приміщення заглибленого в ґрунт вказує на

неможливість перебування людей в даному приміщенні в разі виникнення радіаційного забруднення.

У шостому розділі (економічної частини) було виконано техніко-економічне порівняння, за результатами якого встановлено, що найбільш економічним є 2 варіант фундаменту із забивних паль (за результатами наукових досліджень). Економічний ефект – 17,59 тис. грн.

Ключові слова: пальові кущі, низький ростверк, забивна паля, числове моделювання.

ABSTRACT

UDC 624.15

Olishchuk D. M. Increasing the load-bearing capacity of the grid in the composition of pile bushes. Master's qualification thesis on specialty 192 - "Construction and civil engineering", educational program - "Industrial and civil construction". Vinnytsia: VNTU, 2023. 109 p.

Ukraine language Bibliography: 85 titles, fig. 36; table 23, 13 sheets of the graphic part.

In this master's qualification work, in order to increase the load-bearing capacity of a low latticework as part of pile bushes, it is proposed to use a hinged connection of piles in the latticework, which ensures alternate inclusion in the work: first the latticework, and then the piles.

In the first chapter, a review of literary sources on experimental studies of the operation of pile foundations is carried out.

In the second part of the chapter, numerical studies of the operation of pile foundations are considered, a program for numerical modeling of pile bushes with rigid and flexible connections of piles in the grid is compiled.

In the third section of the MKR, the load-bearing capacity of the grid with rigid and hinged connection of piles in the grid was determined by numerical modeling using the Plaxis 3d Foundation software complex.

In the technical part, the new construction of the office center in Koroleva Street in the city of Rivne was presented. The calculation and design of the bush pile foundation was carried out according to the recommendations of the norms and taking into account the results of scientific research.

In the section on labor protection and safety in emergency situations, technical solutions for the operation of the office center were considered. The calculated coefficient of radiation protection of a room buried in the ground

indicates the impossibility of people staying in this room in the event of radiation contamination.

In the sixth chapter (the economic part), a technical and economic comparison was made, according to the results of which it was established that the most economical is the 2nd option of the foundation made of driven piles (according to the results of scientific research). The economic effect is UAH 17.59 thousand.

Key words: pile bushes, low grid, driving pile, numerical modeling.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
1 АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ТЕОРІЇ ТА ПРАКТИКИ ЗА ТЕМОЮ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ	10
Висновки по розділу 1	25
2 ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ СИСТЕМИ «ГРУНТОВА ОСНОВА – КУЩОВИЙ ПАЛЬОВИЙ ФУНДАМЕНТ»	27
2.1 Огляд числових моделювань пальових фундаментів.....	27
2.2 Програма чисельного моделювання системи «грунтова основа – кущовий пальовий фундамент»	31
Висновки по розділу 2	34
РОЗДІЛ 3. АНАЛІЗ І УЗАГАЛЬНЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ	35
Висновки за розділом 3.....	48
4 ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА.....	49
4.1 Архітектурно-будівельні рішення	49
4.1.1 Вихідні дані.....	49
4.1.2 Рішення по генплану	50
4.1.3 Об’ємно-планувальні рішення.....	51
4.1.4 Архітектурно-конструктивні рішення.....	52
4.1.4.1 Фундаменти	53
4.1.4.2 Зовнішні та внутрішні стіни, та перегородки	53
4.1.4.3 Перекриття	54
4.1.4.4 Покрівля	54
4.1.4.5 Підлога	54
4.1.4.6 Заповнення прорізів.....	55
4.1.5 Зовнішнє та внутрішнє оздоблення.....	57

4.1.6 Інженерне обладнання.....	58
4.1.6.1. Опалення.....	58
4.1.6.2. Водопостачання.....	58
4.1.6.4. Каналізація.....	59
4.1.6.4. Вентиляція.....	59
4.1.6.5. Електропостачання.....	59
4.1.7 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін.....	61
4.2 Основи та фундаменти.....	64
4.2.1 Аналіз інженерно-геологічних і гідрологічних умов ділянки будівництва.....	64
4.2.2 Визначення навантаження на фундамент.....	68
4.2.2.1 Навантаження на конструкції.....	68
4.3 Проектування пального кушів за результати наукового дослідження.....	75
Висновки до розділу 4.....	76
5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....	77
5.1 Технічні рішення з безпечної експлуатації об'єкту.....	77
5.1.1 Технічні рішення з безпечної організації робочих місць.....	77
5.1.2 Електробезпека.....	80
5.2 Технічні рішення з гігієни праці і виробничої санітарії.....	82
5.2.1 Мікроклімат.....	82
5.2.2 Склад повітря робочої зони.....	82
5.2.3 Виробниче освітлення.....	83
5.2.4 Виробничий шум.....	84
5.2.5 Психофізіологічні фактори.....	84
5.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях.....	87
5.3.1 Дія іонізуючих випромінювань на організм людини. Оцінка безпеки перебування людей в будівлі в умовах дії радіації.....	87

5.3.2 Розрахунок коефіцієнта протирадіаційного захисту приміщення першого поверху	88
Висновки до розділу 5.....	91
6 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА.....	92
ВИСНОВКИ	98
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	100
Додаток А – ПРОТОКОЛ ПЕРЕВІРКИ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ НА НАЯВНІСТЬ ТЕКСТОВИХ ЗАПОЗИЧЕНЬ.....	111
Додаток Б – Відомість аркушів графічної частини	112

ВСТУП

Актуальність теми. Вартість фундаментів при зведенні будівель і споруд складає в середньому 12 % від його вартості, працевитрати нерідко досягають 15 % і більше від загальних витрат праці, а тривалість робіт по зведенню фундаментів досягає до 20 % загального терміну будівництва. При зведенні заглиблених частин будівлі, а також при будівництві в складних ґрунтових умовах ці показники значно збільшуються. Відповідно, удосконалення проектних і технологічних рішень в області фундаментобудування приводить до економії матеріальних і трудових ресурсів, скороченню термінів будівництва будівель і споруд.

Значне місце у фундаментобудуванні, особливо при зведенні житлових малоповерхових будівель, займають стрічкові фундаменти під стіни. В зв'язку з цим питання впровадження нових конструкцій, удосконалення методів їх розрахунку, експериментальне і теоретичне вивчення роботи основ стрічкових фундаментів є на сьогодні актуальною задачею.

Серед відомих типів фундаментів під стіни будівель перспективними з точки зору економії матеріалу є стрічкові фундаменти з ламаними обрисами опорної плити.

Ефективність таких конструкцій обумовлена наступними факторами:

- зменшення жорсткості фундаментів приводить до перерозподілу контактних напружень із зменшенням значень по краях фундаментів і збільшенням в середній частині;
- збільшення співвідношення периметру фундаменту до його площі призводить до збільшення коефіцієнта постелі;
- збільшення інтенсивності тиску під подошвою фундаменту найбільш суттєво знижує коефіцієнт постелі для зв'язних глинистих ґрунтів з малим кутом внутрішнього тертя і значним значенням питомого зчеплення;

- зміна контуру крайової зони призводить до появи в основі «арочного ефекту» і збільшенню його несучої здатності;
- положення нормативної літератури дозволяють при розрахунках таких фундаментів збільшувати величину розрахункового опору ґрунту на 7-30 %;
- зони пластичних деформацій основ під переривчастими фундаментами менші ніж під еквівалентними суцільними;
- границі пропорційної залежності між напруженнями і деформаціями основ під переривчастими фундаментами $1,1 \div 1,5$ рази більше ніж під еквівалентними суцільними;
- застосування фундаментів з ламаними обрисами опорної плити дозволяє виключити зайві запаси міцності, що з'являються у зв'язку із використанням монолітних стрічкових фундаментів;
- при застосуванні стрічкових фундаментів з ламаним обрисом поверхні у більш повній мірі використовується несуча здатність основи у порівнянні з еквівалентними суцільними фундаментами, а саме, відбувається перерозподіл напружень по глибині із збільшенням напружень у верхніх шарах (до $1,5b$) і зниженням напружень в нижніх шарах ґрунтах основи.

Можливості конструкцій стрічкових фундаментів з ламаним обрисом опорної плити виявлені не повністю і вивчення особливостей їх взаємодії з ґрунтовою основою є актуальною задачею.

Зв'язок роботи науковими програмами, планами, темами. Робота виконана у Вінницькому національному технічному університеті на кафедрі будівництва, міського господарства та архітектури відповідно до кафедральної науково-дослідної теми – №6ОК1 «Дослідження напружено-деформованого стану системи будівля-фундамент-основа в цілому та окремих її елементів і інноваційних технологій комп'ютерного проектування».

Метою роботи є створення ефективних конструкцій стрічкових фундаментів із складною конфігурацією подошви, що забезпечують більш повне використання несучої здатності основи.

Для досягнення такої мети було поставлено такі **задачі**:

- аналіз і узагальнення результатів теоретичних і експериментальних досліджень, що проведені різними авторами, по розрахунку основ стрічкових фундаментів;
- розробка ефективних конструкцій стрічкових фундаментів з ламаним обрисом опорної плити, що забезпечують більш повне використання несучої здатності основи;
- проведення чисельного дослідження несучої здатності основи стрічкового фундаменту з ламаним обрисом опорної плити і виявлення найбільш ефективної форми;
- розробка рекомендацій по конструюванню стрічкових фундаментів об'єкту проектування технічної частини.

Об'єктом дослідження є стрічковий фундамент з ламаним обрисом опорної плити.

Предметом дослідження є встановлення ефективної конструкції стрічкового фундаменту.

Метод дослідження – чисельне моделювання роботи стрічкового фундаменту з ламаним обрисом опорної плити в програмі Plaxis.

Наукова новизни одержаних результатів у роботі дістали подальшого розвитку методи дослідження напружено-деформованого стану стрічкових фундаментів з ламаним обрисом опорної плити, характеру впливу різних факторів на його роботу.

Практичне значення отриманих результатів полягає у підтвердженні працездатності стрічкових фундаментів з ламаним обрисом опорної плити. Чисельним моделюванням досліджено напружено-деформований стан основи стрічкового фундаменту з ламаним обрисом опорної плити при різних навантаженнях.

Особистий внесок автора у виконанні чисельного моделювання роботи стрічкового фундаменту з ламаним обрисом опорної плити під навантаженням.

Апробація результатів. Результати магістерської кваліфікаційної роботи апробовано на ЛП (52-ій) науково-технічній конференції факультету будівництва, теплоенергетики та газопостачання, ВНТУ (травень, 2023 р.).

Публікації:

«Взаємодія ґрунтової основи і стрічкових фундаментів з ламаним обрисом опорної плити» на ЛП науково-технічній конференції факультету будівництва, теплоенергетики та газопостачання, ВНТУ (травень, 2023 р.) (<https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2023/paper/view/18732/15560>).

1 АНАЛІЗ СУЧАСНОГО СТАНУ ТЕОРІЇ ТА ПРАКТИКИ ЗА ТЕМОЮ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ

Експериментальними дослідженнями сумісної роботи ростверку і паль у складі пального фундаменту займаються дуже давно, але через велику кількість факторів, що впливають на їх роботу, залишається ще дуже багато невирішених питань.

Дорошкевич Н.М. [3] виконала експериментальне дослідження взаємодії ростверку, палі і ґрунтової основи за допомогою фізичного моделювання групи паль, так званого «пального куща». Після проведення даного дослідження було встановлено, що низький ростверк здатний сприймати навантаження до 20% від загального навантаження на паливий фундамент.

Яблочков В.Д. [4-5] також проводив фізичні і натурні експериментальні дослідження, для визначення залежності несучої здатності низького ростверку і пального фундаменту. Ним було встановлено, що несуча здатність ростверку залежить від ряду факторів і характеристик, а саме від геометричних характеристик ростверку, від довжини паль і фізико-механічних характеристик ґрунтової основи, яка залягає під подошвою ростверку.

Сальніков Б.А. [6], після проведення експериментального дослідження по визначенню несучої здатності ростверку вияснив, що на ростверк припадає до 15% зусилля, яке діє на паливий фундамент.

Знаменський В.В. [7], після обробки результатів по визначенню навантаження, яке сприймає ростверк, встановив, що при кроці паль 3d несуча здатність ростверку може досягати до 20%, при кроці паль 6d – до 60% від загального навантаження на паливий фундамент (рис. 1.1 – 1.3). Отже можна сказати, що при кроці паль 3d навантаження, яке сприймає ростверк не дуже велике, але прослідковується закономірність, що при збільшенні кроку паль цей показник зростає і досить суттєво. Згідно з досліджень [7] є один негативний момент, при збільшенні кроку між палями

знижується несуча здатність паль по боковій поверхні. Також необхідно контролювати стан ґрунту під підшвою ростверку. Як показали дослідження [4-7], при поганому контакті ростверку з ґрунтовою основою він може взагалі не включатися в роботу, тобто все навантаження сприйматимуть палі.

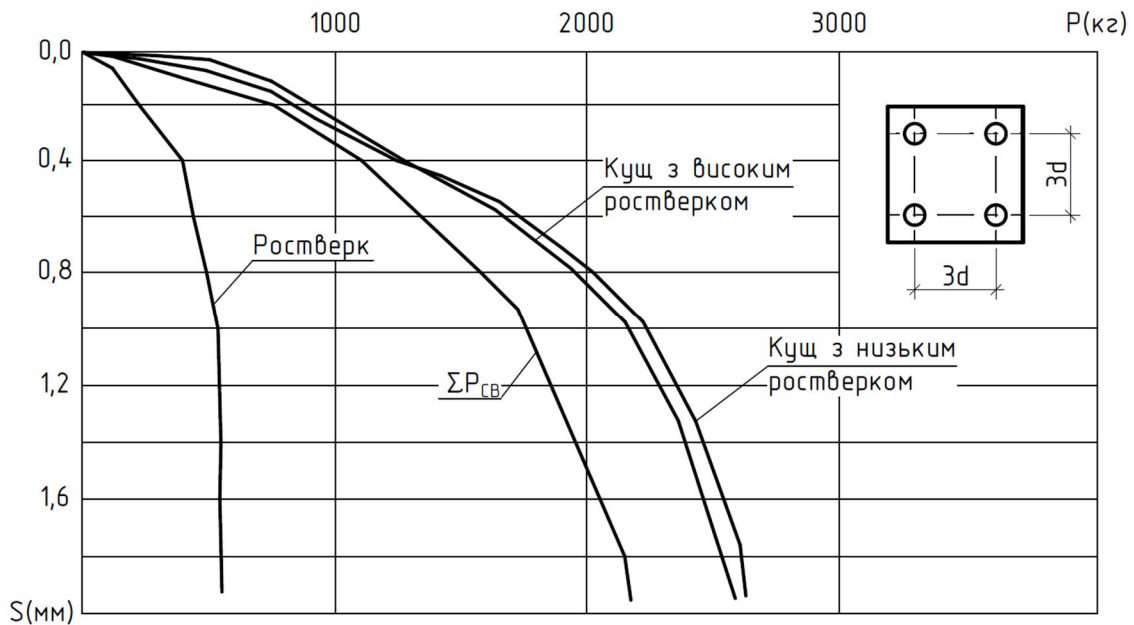


Рисунок 1.1 – Графік залежності навантаження – осідання пального фундаменту за результатами Знаменського В.В. при кроці паль $3d$ [7]

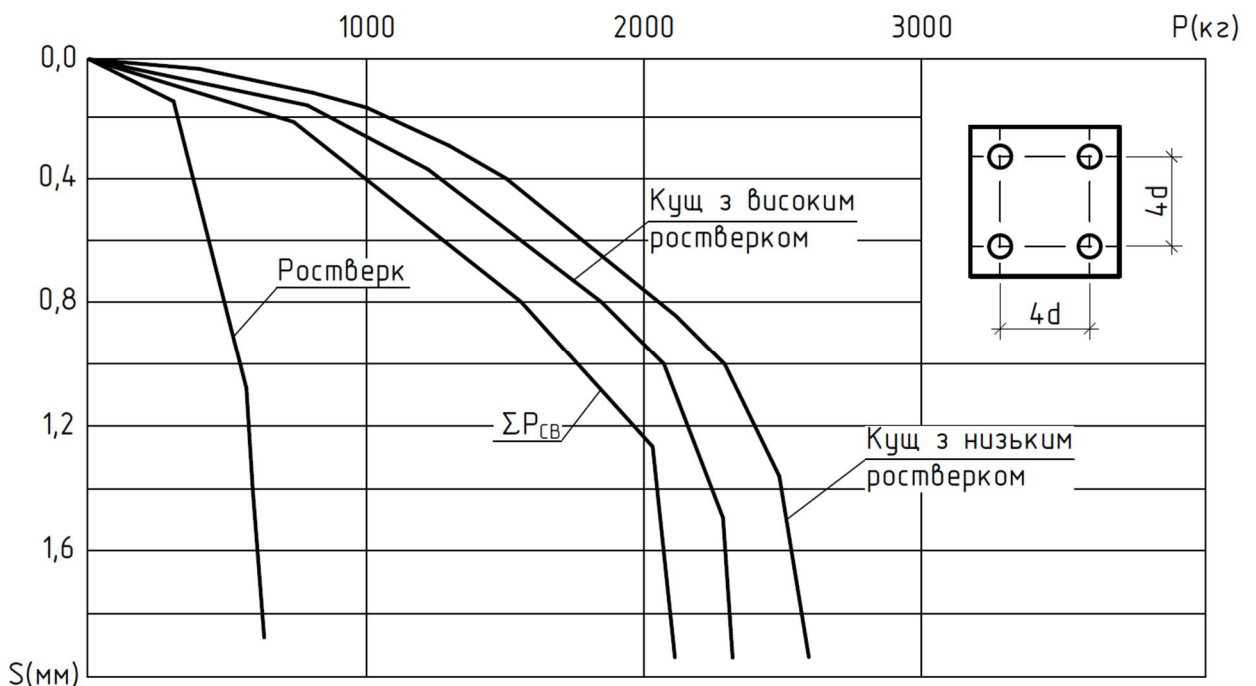


Рисунок 1.2 – Графік залежності навантаження – осідання пального фундаменту за результатами Знаменського В.В. при кроці паль $4d$ [7]

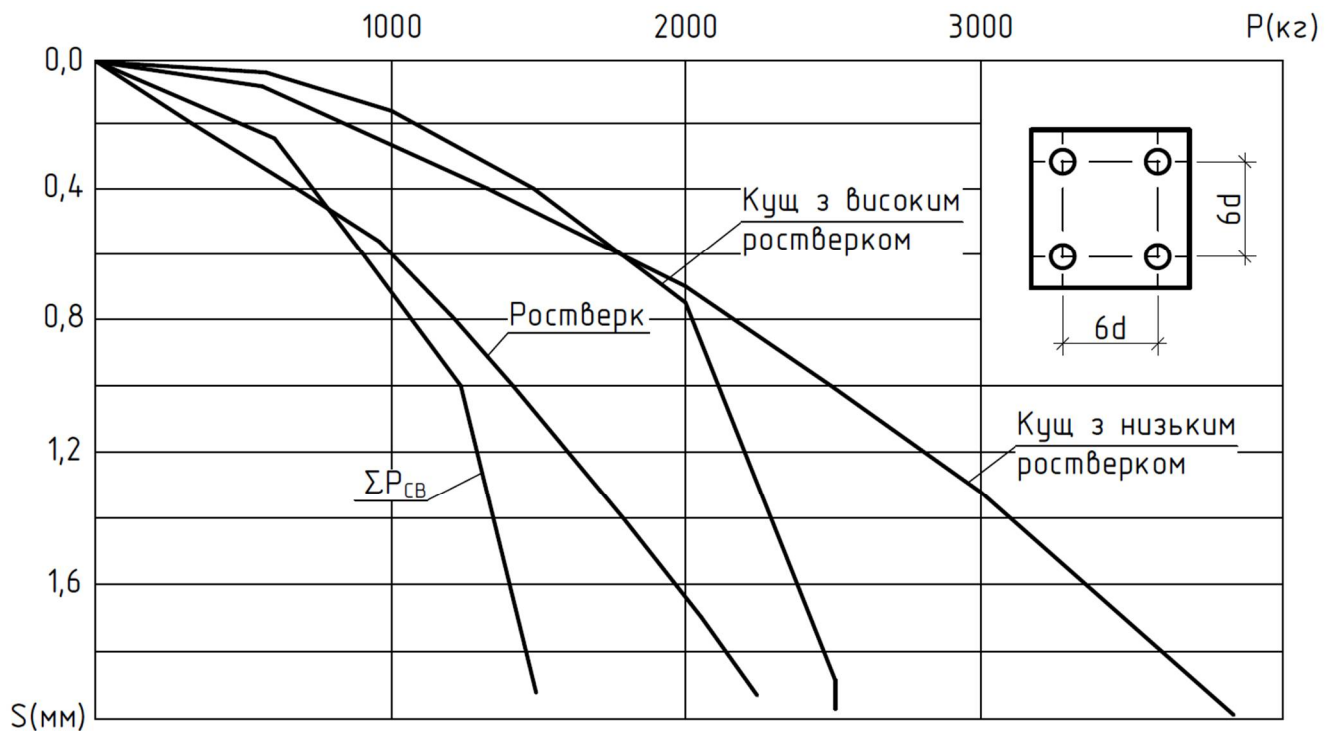


Рисунок 1.3 – Графік залежності навантаження – осідання пального фундаменту за результатами Знаменського В.В. при кроці паль $6d$ [7]

Голубков В.Н. також проводив дослідження на дану тему і після статистичної обробки отриманих результатів виявив, що навантаження, яке діє на паливий фундамент передається не тільки на палі, але і на ростверк також, опублікувавши це в статті [8].

Експериментальні дослідження натурних моделей по сумісній взаємодії ростверку, паль і ґрунтової основи проводила група дослідників під керівництвом Бартолемея А.А. [9]. Він виявив, що ростверк у складі пального фундаменту при однорядному влаштуванні паль включався в роботу при осіданні фундаменту 2 мм – 3 мм. При збільшенні осідання ростверк сприймає все більше навантаження. Максимальне навантаження, яке може сприйняти ростверк – при осіданні пального фундаменту 15 мм – 20 мм. Бартолемей А.А. встановив, що при довжині паль 6 м напруження під подошвою ростверку становить 150 кПа, а при 12 м – 90 кПа. При довжині паль 6 м та осіданні пального фундаменту 20 мм несуча здатність ростверку становить 32% від загального навантаження на фундамент, а при палях 12 м

– тільки 8%. Несуча здатність ростверку при осіданні 40 мм: для 6 м паль – 10%; для 12 м – 6%. На рис. 1.4 наведений графік навантаження – осідання для визначення несучої здатності одиночних паль довжиною 6 м (крива 5) та 12 м (крива 6) та при однорядному розміщенні паль в пальовому фундаменті довжиною 6 м (криві 1, 2) та 12 м (криві 3, 4). Експериментальні дослідження також проводилися без контакту ростверку і ґрунтовою основою (криві 1, 3) та з контактом (криві 2, 4). Напруження та зусилля в рівні підшви ростверку визначались за допомогою месдоз. Месдоза – силовимірювальний пристрій, який складається з тензометричних або манометричних датчиків.

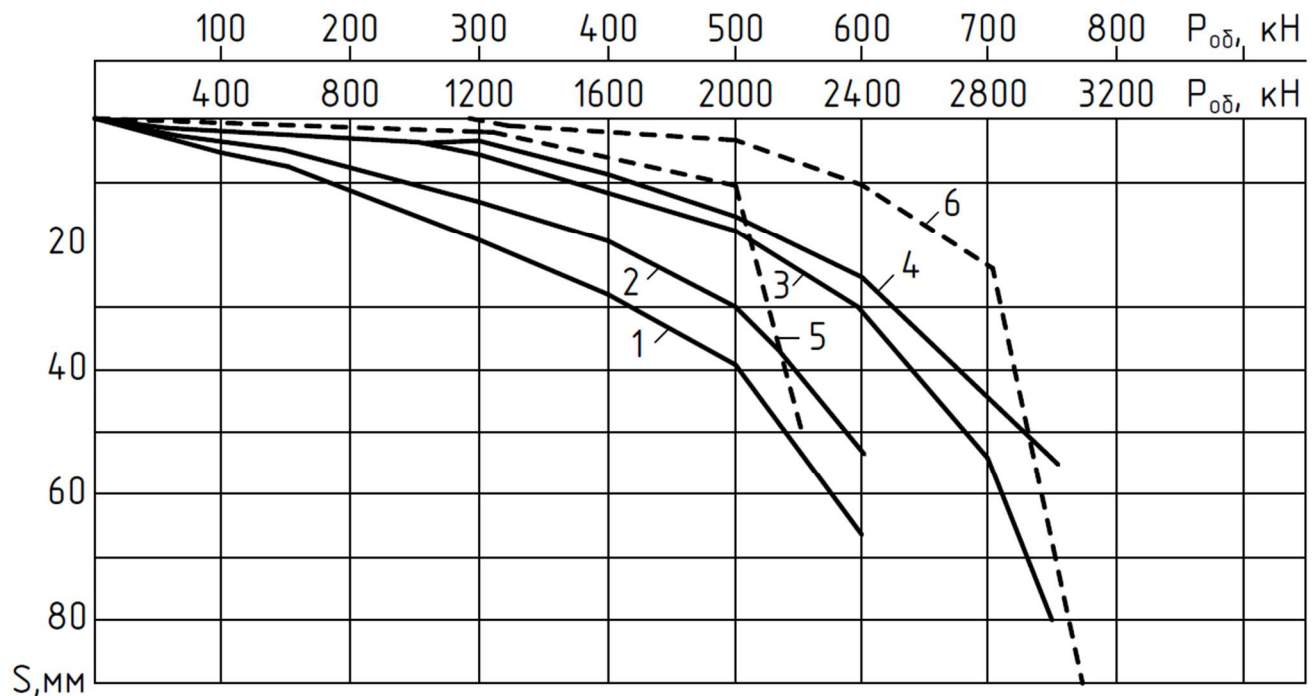


Рисунок 1.4 – Графік залежності навантаження – осідання однорядного пальового фундаменту за результатами Бартолемея А.А. [9]:

1 і 2 – для пальових фундаментів при довжині паль 6 м з високим і низьким ростверком; 3 і 4 – для пальових фундаментів при довжині паль 12 м з високим і низьким ростверком; 5 і 6 – для одиночних паль при їх довжині 6 м та 12 м

Експериментальні дослідження несучої здатності ростверку при дворядному влаштуванні паль показали, що ростверк при дії вертикального навантаження на фундамент починає включатися в роботу при осіданні фундаменту 3 мм – 4 мм.

Максимальна несуча здатність була досягнута при осіданні пального фундаменту в межах 15 мм – 25 мм і при збільшенні осідання залишалася відносно сталою. При осіданні пального фундаменту 20 мм несуча здатність ростверку при довжині паль 6 м становила 26%, в той час при довжині паль 12 м – 11%. А при осіданні 40 мм несуча здатність ростверку становить 17% і 8%.

На рис. 1.5 наведені результати випробовувань при дворядному розміщенні паль при їх довжині 6 м (криві 1, 2) та 12 м (криві 3, 4). Експериментальні дослідження також проводилися без контакту ростверку і ґрунтовою основою (криві 1, 3) та з контактом (криві 2, 4).

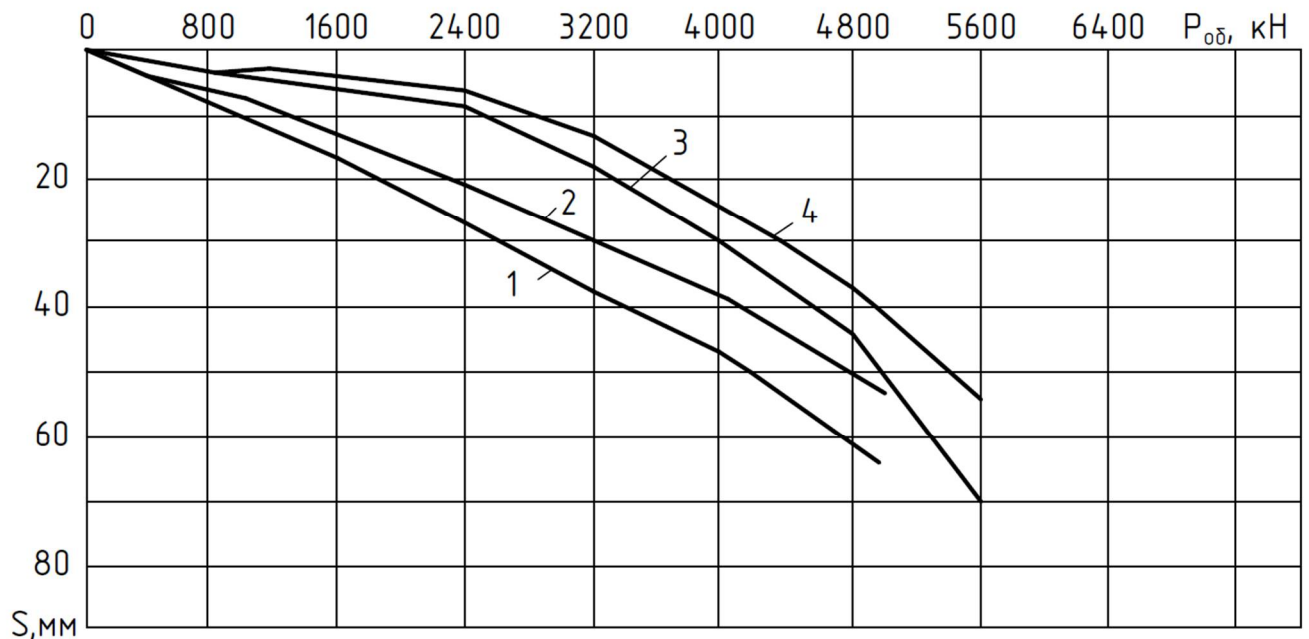


Рисунок 1.5 – Графік залежності навантаження – осідання дворядного пального фундаменту за результатами Бартолемея А.А. [9]: 1 і 2 – для палих фундаментів при довжині паль 6 м з високим і низьким ростверком; 3 і 4 – для палих фундаментів при довжині паль 12 м з високим і низьким ростверком

Із графіку залежності навантаження осідання при дворядному влаштуванні паль, осідання збільшуються плавно і максимальна несуча здатність не була зафіксована, хоча осідання всього фундаменту становить 60 мм – 70 мм. Із вище сказаного випливає твердження, що несучу здатність пальового фундаменту можна визначити лише задавшись параметром максимального осідання. Також із вище наведеного графіка видно, що при дворядному влаштуванні паль фундамент в цілому не має різких осідань. Бартолемей А.А. це пояснив тим, що фундамент працює як єдина система і для визначення максимальних значень несучої здатності потрібно більше навантаження ніж для одиноких паль.

Бартолемей А.А, також проводив експериментальні дослідження по визначенню несучої здатності ростверку при різних довжинах між сусідніми пальовими фундаментами на маломасштабних моделях [9], використовуючи однорядне, дворядне та трьохрядне влаштування паль; відстань між фундаментами 3d, 6d, 9d, 12d, 15d і 18d; маломасштабні палі довжиною 350 мм, 650 мм та 1000 мм діаметром 30 мм.

За результатами експериментального дослідження Бартолемей А.А. встановив, що при відстані між сусідніми пальовими фундаментами 6d осідання фундаменту з однорядним розміщенням паль в 1,3-1,6 разів більша ніж осідання одиночної палі, осідання з дворядним розміщенням паль – в 3-4 рази, з трьохрядним – в 4,5-5 разів. При відстані між фундаментами 3d при однорядному розміщенні паль в 2-2,3 рази, при дворядному – в 3-4 рази, при трьохрядному – в 4,5-5 разів.

Дослідження на маломасштабних фізичних моделях показали, що осідання пальових фундаментів ідуть плавно і при осіданні в 2-3 см перетинають осідання одиночної палі.

Бартолемей А.А. досліджував вплив при різному розміщенні паль на прикладі панельних будинків, де відстань між пальовими фундаментами знаходиться в межах від 8d до 10d. На рис. 1.6 наведені результати відношення осідання при однорядному, дворядному і трьохрядному

розміщенні паль у фундаменті та при різній відстані між пальовими фундаментами. Він вияснив, що фундаменти мають свій вплив на сусідній при однорядному розміщенні паль на відстані до $15d$, а при дворядному і трьохрядному розміщенні паль – до $18d$. Для цього експериментального дослідження він використовував палі довжиною 650 мм, діаметром 30 мм при відстані між їхніми осями $3d$ і $6d$. Що стосується паль довжиною 350 мм та 1000 мм, то він встановив, що зі збільшенням довжини паль збільшується вплив на сусідній паловий фундамент.

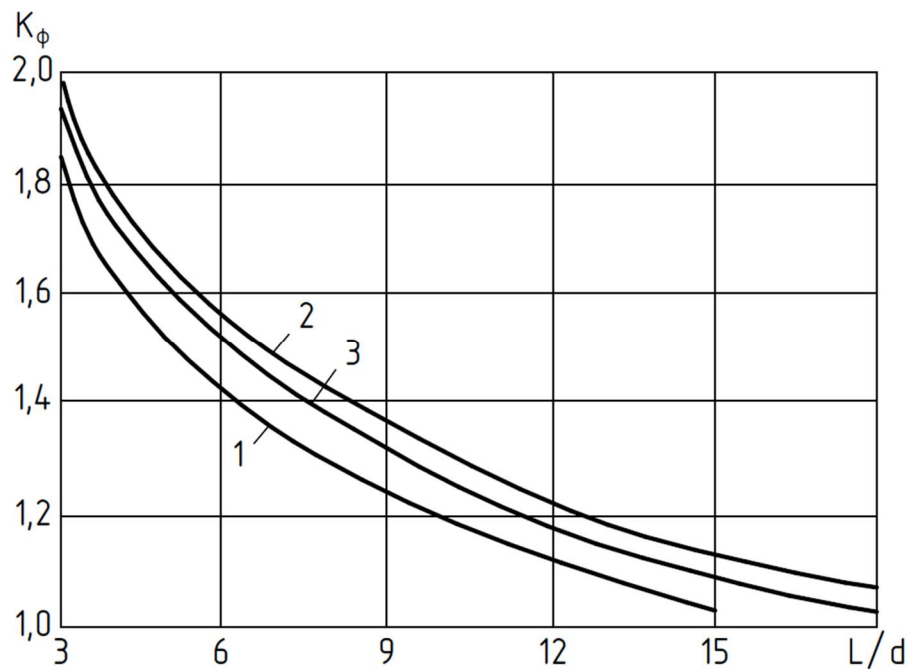


Рисунок 1.6 – Графіки осідання палових фундаментів при різній відстані між ними [9]: 1 – паловий фундамент з однорядним розміщенням паль; 2 – паловий фундамент з дворядним розміщенням паль; 3 – паловий фундамент з трьохрядним розміщенням паль.

На рис. 1.7 наведені результати дослідження Бартолемея А.А. при визначенні частини навантаження, яке сприймає ростверк.

Бартолемей А.А., відповідно до рис. 1.7, зробив такий висновок: чим менша довжина паль у фундаменті, тим більше навантаження може сприйняти ростверк; із збільшенням довжини паль і зменшенням відстані між осями паль несуча здатність ростверку знижується. За результатами даного

дослідження Бартолемей А.А. встановив, що в пальових фундаментах при однорядному та дворядному розміщенні паль, при кроці паль $6d$ ростверк сприймає 40% - 55% від загального навантаження на фундамент при приведеній довжині паль 10; 30% - 42% - при $(L/d) = 20$; 25% - 35% - при $(L/d) = 30$. В пальових фундаментах з дворядним і трьохрядним розміщенням паль і відстані між осями паль $3d$ ростверк сприймає 15% - 24% від загального навантаження на фундамент при приведеній довжині паль 10; 10% - 17% при приведеній довжині паль 20; 7% - 13% при приведеній довжині паль 30.

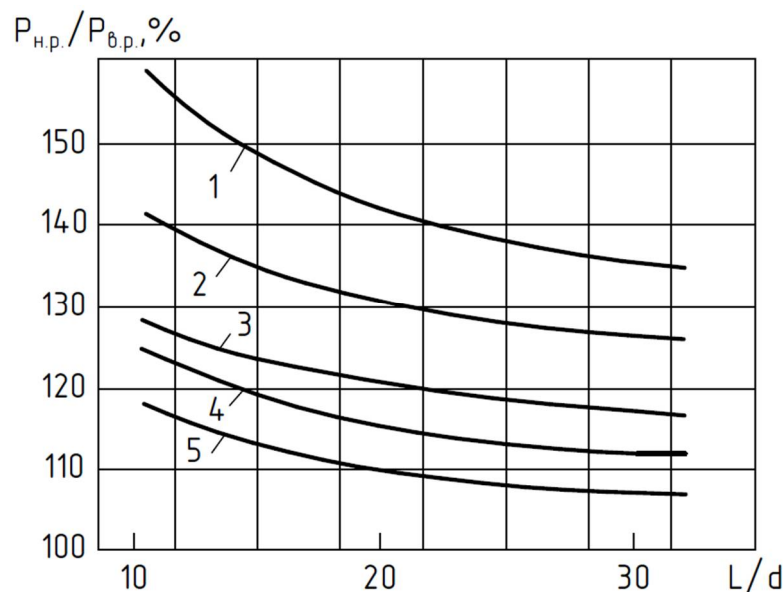


Рисунок 1.7 – Графіки залежності несучої здатності ростверку і приведеної довжини паль (L/d) [9]: 1 – фундамент з дворядним розміщенням паль і кроком $6d$; 2, 3 – фундамент з однорядним розміщенням паль і кроками $6d$ і $3d$; 4 – фундамент з дворядним розміщенням паль і кроком $3d$; 5 – фундамент з трьохрядним розміщенням паль і кроком $3d$

Експериментальні дослідження Бартолемея А.А. показали, що при контакті ростверку з ґрунтовою основою, сам ростверк можна врахувати в несучу здатність фундаменту при відстані між осями паль $4d - 6d$ і більше. При кроці паль $6d$ ростверк сприймає біля 30% - 40% від загального

навантаження на фундамент, а в деяких випадках до 50% - 60%. Це залежить від кроку паль, довжини паль, характеру навантаження, фізико-механічних характеристик ґрунтової основи.

Васильченко А.В., під час своїх експериментальних досліджень групи паль, вияснив, що при різній довжині паль та при різному їх кроці ростверк може мати несучу здатність до 30% від загального навантаження на пальовий фундамент. Отримані результати були висвітлені у статті [10].

Після математичної обробки одержаних результатів по визначенню несучої здатності ростверку, Розводовським Д.Е. [11] було встановлено, що при кроці паль 3d ростверк може сприйняти до 15% від загального навантаження на пальовий фундамент, а при кроці 6d – до 25%.

Чунюк Д.Ю. в своїй роботі [12] виявив, що частина навантаження, яка прикладена до комбінованого пальово-плитного фундаменту при контакті ростверку з ґрунтом передається ґрунтовому масиву через підшву ростверку; врахування опору ґрунтового масиву в рівні підшви низького ростверку при розрахунку осідання і визначення несучої здатності комбінованих пальово-плитних фундаментів слугує резервом підвищення їх економічності; влаштування фундаменту такого типу призводить до зменшення довжини паль, тобто до зменшення витрати бетону і арматури; чисельно-математичне моделювання комбінованого пальово-плитного фундаменту дозволяє найбільш точно визначити поведінку паль у складі такого фундаменту і порівнюючи результати при математичному моделюванні та натурних випробувань, відхилення становлять 2% - 7%.

Порівнюючи моделювання одиночних паль з низьким ростверком і комбінований пальово-плитний фундамент Чунюк Д.Ю. встановив:

- величина навантаження, яка передається ґрунтовому масиву в рівні підшви ростверку збільшується зі збільшенням навантаження і осіданням комбінованого пальово-плитного фундаменту в цілому;

- за результатами чисельного моделювання методом скінченних елементів, несуча здатність ростверку складає 20% - 40%, яка залежить від

площі самого ростверку, від кроку паль та модуля деформації ґрунту, який знаходиться під подошвою ростверку;

- при контакті ростверку з ґрунтом він вступає в роботу відразу після першого ж прикладення навантаження на фундамент;

- при осьовій відстані між палями $4d$ і більше у складі «куща», сам «кущ» по характеру своєї роботи наближається до роботи одиночної палі, і комбінований пальово-плитний фундамент сприймає навантаження ростверком, вістрям палі і боковою поверхнею палі.

Також Чунюк Д.Ю. встановив, що при розрахунку комбінованого пальово-плитного фундаменту значно спрощує сам розрахунок використання змінного коефіцієнту жорсткості; на величину навантаження, яке сприймає ростверк мають вплив наступні фактори:

- модуль деформації ґрунту, що знаходиться в рівні подошви фундаменту;

- розмір і форма плитної частини комбінованого пальово-плитного фундаменту;

- осьова відстань між палями – крок паль;

- кількість паль у складі комбінованого пальово-плитного фундаменту.

Цимбалом С.Й. та Карцевою С.Л. була розроблена методика розрахунку пальових фундаментів з урахуванням роботи ростверку. Дана методика була опублікована у [13].

Згідно з [14], для зменшення загального і нерівномірного осідання будівлі і споруди з великим навантаженням на пальовий фундамент слід при проектуванні врахувати варіант влаштування комбінованого пальово-плитного фундаменту. На практиці такий вид фундаменту використовують для буронабивних паль діаметром $0,8$ м – $1,2$ м, хоча комбінований пальово-плитний фундамент можна застосовувати і для забивних паль квадратного перерізу.

За [14], довжину паль для такого фундаменту слід приймати від $0,5 \cdot B$ до B (де B – ширина комбінованого пальово-плитного фундаменту),

відстань між осями паль приймати рівною від 5d і більше. Метод розрахунку такого виду фундаменту заснований на сумісному розгляді жорсткості паль і плитної частини фундаменту – ростверку. В цьому розрахунку, коли в роботу включається ростверк, на палі передається 85% від загального навантаження на палювий фундамент, а на ростверк – 15%.

Норми [14] рекомендують виконані розрахунки по визначенню осідання комбінованого палюво-плитного фундаменту додатково перевірити осідання як умовного фундаменту за загальною методикою. При розрахунку жорсткого ростверку комбінованого палюво-плитного фундаменту слід враховувати, що в результаті перерозподілу навантажень зусилля в крайніх рядах паль, особливо в кутових палях, досить більші середнього навантаження на палю в фундаменті, що може викликати досить значні згинаючі моменти по краях і в кутовій частині ростверку. Для будівель і споруд класу відповідальності СС2 та СС3 допускається приймати зусилля, яке діє на палі і ростверк в залежності від середнього навантаження на палю в фундаменті $P_{\text{ср}}$: в крайніх рядах паль – $P_{\text{к}} = 2 \cdot P_{\text{ср}}$, в тому числі і в кутових палях – $P_{\text{у}} = 3 \cdot P_{\text{ср}}$.

При проектуванні комбінованих палюво-плитних фундаментів необхідну несучу здатність паль рекомендується забезпечити за рахунок збільшення довжини палі, а не її поперечного перерізу. Глибина закладення підшви ростверку комбінованого палювого-плитного фундаменту повинна призначатися в залежності від конструктивних рішень підземної частини будівлі чи споруди, ґрунтових умов і проекту планування території, а також в залежності від висоти ростверку, яка визначається розрахунком. Слід прийняти до уваги, що осідання комбінованого палюво-плитного фундаменту при вертикальних палях не залежить від системи зв'язку паль з ростверком – жорстким чи шарнірним, яка приймається в проекті з конструктивних вимог. Можливий також комбінований зв'язок паль з ростверком: в центральній частині – без випусків арматури, по периметру – з випусками арматури.

Нормативний документ [15] повністю посилається на [14] з деякими доповненнями і змінами. Згідно з [15], великорозмірні пальові куці і пальові поля у випадку, якщо їх ґрунтова основа складається з піску середньої щільності або з щільного піску, а також з глинистих ґрунтів з показником текучості нижче $I_L < 0,5$, можуть бути запроектовані комбінованими пальово-плитними. При обпиранні фундаментів із паль, які об'єднані ростверком, на скельні ґрунти їх слід розраховувати як чисто пальові фундаменти, без врахування передачі навантаження на основу фундаментної плити. Розрахунок пальово-плитного фундаменту може виконуватися як плити на пружній основі з використанням змінного в плані коефіцієнту пружного опору ґрунту. При цьому середня величина пружного опору ґрунту може бути визначена як безпосередньо із просторового нелінійного розрахунку, так і шляхом вирішення осесиметричної задачі, яка включає в себе палю і ґрунтовий масив, що знаходиться біля неї. При визначенні величини коефіцієнту пружного опору біля граничних зон і інших місцях концентрації напружень слід враховувати просторову роботу фундаментів. Планове розподілення жорсткісних характеристик в цьому випадку визначається на основі чисельно-математичного моделювання з використанням геотехнічних програм.

Що стосується досліджень і розробки методик по даній темі в країнах СНД, то в Білорусії Нікітєнком М.І. та Серновим В.О. була розроблена рекомендація по розрахунку пальових фундаментів з несучим ростверком [16]. В цих рекомендаціях [16] наведена методика розрахунку несучої здатності і осідання пальових фундаментів з низьким ростверком; визначена область використання даної методики; описана технологія влаштування груп паль («куща») з несучим ростверком, а також правила прийому робіт, контролю і випробування даного типу фундаментів. Користуючись даною методикою та своїми дослідженнями [17] Сернов В.А. вияснив, що при врахуванні несучої здатності ростверку, вартість влаштування пальових

фундаментів зменшується на 30% - 50% у порівнянні із традиційними пальовими фундаментами.

Рузаєв А.М. [18], провівши дослідження по визначенню несучої здатності ростверку у складі пальового фундаменту, вияснив, що розбіжність між натурними випробовуваннями пальових фундаментів і результатами отриманими при математичному моделюванні методом скінченних елементів складає 10% - 15% для одиничних паль і 12% - 17% для паль у складі «куща». Також він вияснив які фактори впливають на несучу здатність ростверку, а саме: відносна довжина паль (L/d), відносна відстань між палями (a/d) і величина відносного осідання пальового фундаменту (s/d).

Рузаєв А.М. [18] також встановив ряд закономірностей, які впливають на несучу здатність ростверку у складі пальового фундаменту:

- несуча здатність низького ростверку, яка характеризується коефіцієнтом K_{raft} , збільшується по мірі зменшення відносної довжини паль і збільшення відносної осьової відстані між ними;

- на збільшення коефіцієнту K_{raft} впливає збільшення відносного осідання пальового фундаменту, яке залежить від деформаційних характеристик ґрунтової основи під подошвою ростверку (модуля деформації) і майже не залежить від жорсткості тіла ростверку.

Результати досліджень Рузаєва А.М. приведена в табличній формі (таблиця 1.1).

Бабанов В.В. та Шашкин В.О. [19] проводили чисельне моделювання роботи пальових фундаментів з низьким та високим ростверком з урахуванням нелінійної роботи ґрунтової основи. Дане математичне дослідження проводилося в програмному комплексі FEM models. Для дослідження використовувалося два шари ґрунту з наступними фізико-механічними характеристиками: 1-ий верхній шар – потужність 19 м, модуль деформації – 10000 кПа, вага ґрунту – 20 кН/м³, питоме зчеплення – 100 кПа, кут внутрішнього тертя – 15 град; 2-ий підстилаючий шар має такі ж характеристики як і 1-ий. З'єднання паль з ростверком – шарнірне. Габаритні

розміри ростверку в плані 10 м x 20 м, палі використовувались квадратного перерізу 0,4 м x 0,4 м довжиною 20 м. Для палей застосовувався бетон класу С20/25, а ростверк вважався ідеально жорстким, для рівномірної передачі зовнішнього навантаження на фундамент. Навантаження прикладались кінематичним методом, тобто моделюванням переміщення штампа, оголовка палі, плитної частини фундаменту.

Таблиця 1.1 – Результати дослідження Рузаєва А.М. для визначення несучої здатності ростверку [18]

Параметри фундаменту		Значення коефіцієнту K_{raft} , [%]
Крок палей, a/d	Відносна довжина палей, L/d	
5	15...20	25
	25...30	20
	35...40	15
6	15...20	40
	25...30	30
	35...40	20
7	15...20	50
	25...30	35
	35...40	25

Результатами чисельно-математичного моделювання показали, що ефективно використовувати пально-плитний фундамент при кроці палей від $10d$ до $16d$. При кроці палей $8d$ і менше – несуча здатність пально-плитного фундаменту не відрізняється від звичайного пального, а при кроці $24d$ і більше – несуча здатність майже така як і в суцільного плитного фундаменту. При цьому Бабанов В.В. та Шашкин В.О. вияснили, що коефіцієнт запасу несучої здатності пально-плитного фундаменту рівний 2,0, а в технічній літературі він зазначений як резерв за рахунок включення в роботу плитної частини фундаменту – ростверку.

Блащук Н.В. у своїх дослідженнях [20] після статистичної обробки отриманих результатів встановила, що величина несучої здатності ростверку залежить від відстані між осями паль, їх довжини та технології влаштування такого виду фундаменту; зі збільшенням геометричної характеристики палі – довжини, несуча здатність ростверку знижується; із збільшенням відстані між осями паль несуча здатність ростверку збільшується; рішення по врахуванню низького ростверку в загальну несучу здатність пального фундаменту призвело до зниження вартості влаштування пального фундаменту.

В даній статті [21] була запропонована нова конструкція комбінованого пально-плитного фундаменту, яка на думку Самородова А.В. та Муляра Д.Л., була позбавлена недоліків раніше запропонованих конструкцій таких фундаментів. Ця конструкція складається з власне плитної частини фундаменту – ростверку, палі певного діаметру, при цьому між ростверком і палями влаштований зазор певної висоти, який заповнюється матеріалом, що має низький модуль пружності і деформації. На думку авторів, в якості матеріалу приводять пінопласт. Ця нова конструкція зроблена так, що після прикладення зовнішнього навантаження на фундамент, спочатку включається в роботу ростверк, а потім палі. Було проведено натурне дослідження даної конструкції фундаменту. В ролі паль використовували буроін'єкційні палі діаметром 0,63 м та довжиною 21 м у кількості 169 шт. Навантаження на палі становило 2700 кН, з допущенням, що приблизно 15% від навантаження передається на ростверк фундаменту. При цьому, крок палі автор рахує за певною формулою, яка залежить від довжини прийнятої палі, кута внутрішнього тертя ґрунту та діаметра самої палі. Після обробки результатів натурального дослідження, Самородов А.В. та Муляр Д.Л. визначили, що дана нова конструкція комбінованого пально-плитного фундаменту дозволяє включити у роботу ростверк, який буде сприймати до 50% від загального навантаження фундамент. Автори, провівши певні розрахунки, встановили, що при передачі ростверком на ґрунтову основу

більше 50% від загального навантаження на фундамент – ефекту економії не буде, так як це призведе до збільшення довжини паль, для сприйняття сил тертя, що в свою чергу призведе до великої матеріаловитрати.

На даний час закордонні дослідники вважають, що несуча здатність ростверку у складі пальового фундаменту складає від 30% до 50% (рис. 1.8). Що стосується комбінованого пальово-плитного фундаменту, то на даний час є досить багато методик розрахунку такого виду фундаменту [17, 18, 21]. Але в чинних Норммах, які діють на території України [1, 2] такої методики поки що немає.

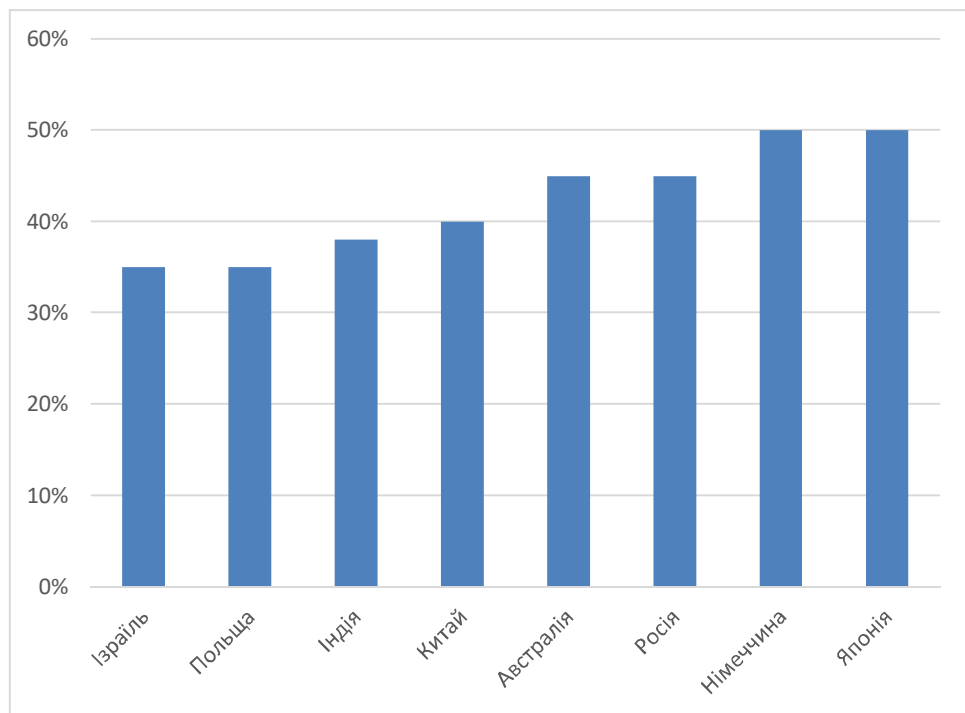


Рисунок 1.8 – Несуча здатність ростверку у відсотках від загальної несучої здатності пальового фундаменту країн Європи і Азії

Висновки по розділу 1

1. Несуча здатність ростверку залежить від багатьох факторів: осьової відстані між палями (кроку паль); довжини паль; приведеної довжини паль; ґрунту, який використовується в якості основи під палевий фундамент;

жорсткості плити ростверку; технології влаштування пальового фундаменту; величини осідання; перерозподілу навантаження між палями у складі пальового фундаменту.

2. За результатами багатьох дослідників ростверк при натурних випробуваннях включається в роботу при осіданні від 3 мм. Але визначити несучу здатність плити ростверку при втраті його стійкості при реальних натурних випробуваннях неможливо, так як величина навантаження стає досить великою. Тому правильно оцінити несучу здатність ростверку при такому методі досліджень досить проблематично.

3. Автори, які зазначені вище, їх методи розрахунку та рекомендації зробили вагомий внесок у вирішенні питання частки навантаження, яке сприймає плита ростверку. Але повної оцінки роботи паль і плити ростверку у складі пальового фундаменту та методу розрахунку на теперішній час немає.

2 ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ СИСТЕМИ «ГРУНТОВА ОСНОВА – КУЩОВИЙ ПАЛЬОВИЙ ФУНДАМЕНТ»

2.1 Огляд числових моделювань пальових фундаментів

Перспективним напрямком досліджень напружено-деформованого стану (НДС) системи «паля – ростверк - основа» є використання методів математичного моделювання на основі чисельних методів аналізу. Найпоширенішим на сьогодні є метод скінчених елементів (МСЕ), який покладений в основу сучасних програмних комплексів для розрахунку будівельних конструкцій, будівель і споруд. МСЕ найбільш підходить для задач з розвиненою неоднорідністю характеристик міцності. Порівняно з класичними варіаційними методами МСЕ більш гнучкий і алгоритмічніший при заданні геометричних параметрів та граничних умов, наочний та універсальний для широкого кола задач механіки. Переваги МСЕ для розв'язання геотехнічних задач: простота отримання конкретних рішень; можливість згущення сітки скінчених елементів в місцях концентрації напружень; можливість реалізації в програмах довільних характеристик жорсткості матеріалу, будь-якої послідовності навантаження; можливість розрахунку систем «основа - фундамент - надземна частина» без поділу на незалежні розрахунки за двома групами граничних станів тощо. При цьому є можливість обирати різні моделі ґрунту для рішення поставленої задачі [23]. Нормативні документи, що чинні в Україні на теперішній час [1, 2], рекомендують виконувати розрахунки за допомогою програмних комплексів, в яких реалізований МСЕ.

Ще в 90-ті роки 20 сторіччя для розрахунку будівельних конструкцій, основ та фундаментів уже ефективно застосовувався МСЕ. При цьому можна було моделювати основу об'ємними скінченими елементами і виконувати розрахунки з врахуванням нелінійної роботи ґрунту. Програми на базі МСЕ для основ та фундаментів розроблені І. П. Бойко [24-26], Ю. Л. Винниковим

[27-30], А. Л. Готманом, Н. З. Готман [31], М. М. Дубиною [32], Ю. К. Зарецьким [33], М. Л. Зоценком [30, 34], О. О. Петраковим [36], С. Б. Уховим [37], О. Б. Фадєєвим [38-39], В. Г. Федоровським [40-41], Д. М. Шапіро [42-44], В. Г. Шаповалом, S. Alturi, D. Druker, J. Duncan, M. Kimura, R. Lewis та іншими вченими різних країн світу.

Для вирішення геотехнічних задач на теперішній час найбільш часто використовуються наступні програмні комплекси: ЛИРА [45-48], Scad, VSEM, АСНД VESNA [25-26, 45], PRIZ-Pile [27-30, 64], ANSYS [50-52], NASTRAN, CivilFEM, Plaxis [34, 53, 55-60, 67], GGU-Allpile, MicroFe, STARK [32] та інші [32, 61-62], які дають можливість аналізувати сумісну роботу фундаментних конструкцій та ґрунтової основи, використовуючи різні моделі ґрунтового середовища. Перераховані програмні комплекси відрізняються інтерфейсом, бібліотеками скінчених елементів, функціональними можливостями та орієнтуванням на певний клас задач.

При застосуванні розрахункових програмних комплексів, що базуються на методі скінчених елементів, для розв'язання конкретної задачі потрібне проведення аналізу використання різних моделей ґрунту, для виявлення таких наближених значень, що відповідають даним експериментальних досліджень.

Для визначення НДС системи «паля – ростверк - основа» найбільш широко застосовують Plaxis [34, 53-57], ANSYS [50-52], ЛИРА [45-48], PRIZ-Pile [27-29, 64-65], АСНД VESNA [25-26].

Особливістю сучасного застосування МСЕ при проектуванні пальових фундаментів є проведення віртуальних досліджень, тобто моделювання роботи тих чи інших конструкцій під навантаженням. Такий вид досліджень має ряд суттєвих переваг у порівнянні з модельними, крупномасштабними та натурними дослідженнями. Моделювання МСЕ дозволяє оцінити напружено-деформований стан (НДС) системи на будь-якій стадії роботи, показати в динаміці розподіл напружень та деформацій. Основна перевага – порівняльна оцінка матеріальних витрат та витрат часу на проведення досліджень.

Головна проблема широкого застосування методу - це відсутність порівняно простої моделі ґрунтової основи, яка з достатньою точністю моделює поведінку ґрунту під навантаженням. Натурні дослідження дають більш точні результати, але їх вартість досить вагома.

Так, Ковальський Р. К. в своїй роботі [46] розглянув вплив роботи ґрунту під ростверком на величину осідання плитних пальових фундаментів з низькими ростверками, дослідження виконані з використанням ПК «Лира». В результаті отримано, що врахування роботи ґрунту під подошвою ростверку дає можливість проектувати більш економічні фундаменти і в залежності від ґрунтових умов, габаритів пальового фундаменту величина навантаження може бути збільшена до 50% (у порівнянні з таким же пальовим фундаментом, але при розрахунку без врахування роботи ґрунту під подошвою ростверку).

В дисертаційній роботі [66] Чунюк Д. Ю. виконав дослідження роботи комбінованих плитно-пальових фундаментів з урахуванням роботи ростверку за допомогою ПК «Лира». Числовими дослідженнями було підтверджено дані експериментальних досліджень про те, що частина зовнішнього навантаження передається на основу через подошву ростверку. Відносна роль ростверку за результатами числового моделювання для комбінованих плитно-пальових фундаментів може досягати 40% за умови контакту ростверку з ґрунтом основи.

У роботі Рузаєва А. М. та Полинкова І. М. під керівництвом Знаменського В. В. [53] розглянуте чисельне моделювання взаємодії низького ростверку з палями у стовпчастих пальових фундаментах за допомогою геотехнічного комплексу «Plaxis 3D Foundation». При моделюванні варіювались наступні параметри: довжина та крок палі, жорсткість ростверку. Отримані результати чисельного моделювання показали, що низький ростверк здатний сприймати від 15 до 45 % навантаження від загальної несучої здатності фундаменту. Ця частка зростає зі збільшенням кроку. Низький ростверк не тільки сприймає частину

навантаження, але й одночасно зменшує сили тертя по бокових поверхнях паль в результаті зниження осідання ґрунту під його підошвою. Такі дані чисельного моделювання відповідають експериментальним даним (п. 1.2), а також ще раз засвідчують доцільність використання МСЕ для дослідження закономірностей роботи пальових фундаментів і основи.

Для оцінювання НДС основ при вертикальному армуванні, а також для пальових фундаментів, Винников Ю. Л. пропонує [27-29] використовувати програмний комплекс «PRIZ-Pile», в якому реалізоване рішення вісесиметричної задачі МСЕ кроково-ітераційними методами. Приклади застосування даного програмного комплексу описані в роботах [27-30, 64, 67].

Дослідженням розподілу навантаження між палями і плитою в плитно-пальовому фундаменті за допомогою ПК «ANSYS» займались А. С. Береснев, А. Ю. Большаков та інші [50-52].

Основна проблема розвитку методу скінчених елементів це відсутність скінченого елемента, що повністю моделює роботу ґрунту. Складність моделювання викликана неоднорідністю та анізотропністю ґрунту, а також складними фізико-механічними процесами, що відбуваються при передачі навантаження від наземної конструкції на ґрунт. На сьогодні запропоновано багато моделей, що в тій чи іншій мірі враховують такі фактори, як повзучість ґрунту, нелінійна стисливість ґрунту, пружно-пластичні деформації, дилатансія, зміна об'єму при стиску та інші. Основним недоліком цих моделей є необхідність знання особливих характеристик ґрунту, а також те, що програмні комплекси, що містять дані моделі, мають вузький діапазон застосування.

Огляд результатів чисельних досліджень [25-30, 34, 45-48, 50-51, 53-57, 64, 68] показує, що основним питанням при чисельному моделюванні пальових фундаментів є вибір моделі ґрунту, яка б адекватно відображала б взаємодію основи і конструктивних елементів пальового фундаменту під навантаженням.

2.2 Програма чисельного моделювання системи «грунтова основа – кущовий пальовий фундамент»

Програма визначення навантаження, яке сприймається ростверком у складі стовпчастого пальового фундаменту при різному способі з'єднання паль з ростверком передбачає:

- створення розрахункової схеми пальового фундаменту під колону з варіюванням кількості паль;
- прикладання навантаження до розрахункової схеми пальового фундаменту;
- побудова графіків осідання – навантаження;
- для визначення навантаження, яке сприймає плита ростверку, визначається реактивний опір ґрунту під подошвою ростверку.

При математичному моделюванні були прийняті такі передумови:

- модель ґрунту – пружно-пластична модель Кулона-Мора;
- модель пальового фундаменту під колону – ростверки товщиною 0,9 м різних розмірів в залежності від кількості паль, палі поперечного перерізу 0,3 x 0,3 м довжиною 9,0 м; крок паль 3d;
- з'єднання паль у ростверку в двох варіантах: жорстке та шарнірне;
- за несучу здатність групи паль приймалось навантаження, яке сприймає група при осіданні 100 мм;
- величина навантаження, яка сприймається плитою ростверку, розраховується як добуток реактивного опору ґрунту, який знаходиться під подошвою ростверку, на площу ростверку (без врахування площі паль);
- величина навантаження, яка сприймається палями, розраховується як різниця загального навантаження на стовпчастий пальовий фундамент і величини навантаження, яка сприймається плитою ростверку.

Моделювання сумісної роботи ростверку і паль планується на однорідній піщаній або глинистій основі.

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 тугопластичний, $\gamma = 18,7 \text{ кН/м}^3$,
 $c = 23 \text{ кПа}$, $\varphi = 21^\circ$, $\nu = 0,35$, $E = 14 \text{ МПа}$

Схеми розміщення паль в ростверках наведені на рис. 2.1. Програму моделювання наведено в табл. 2.1.

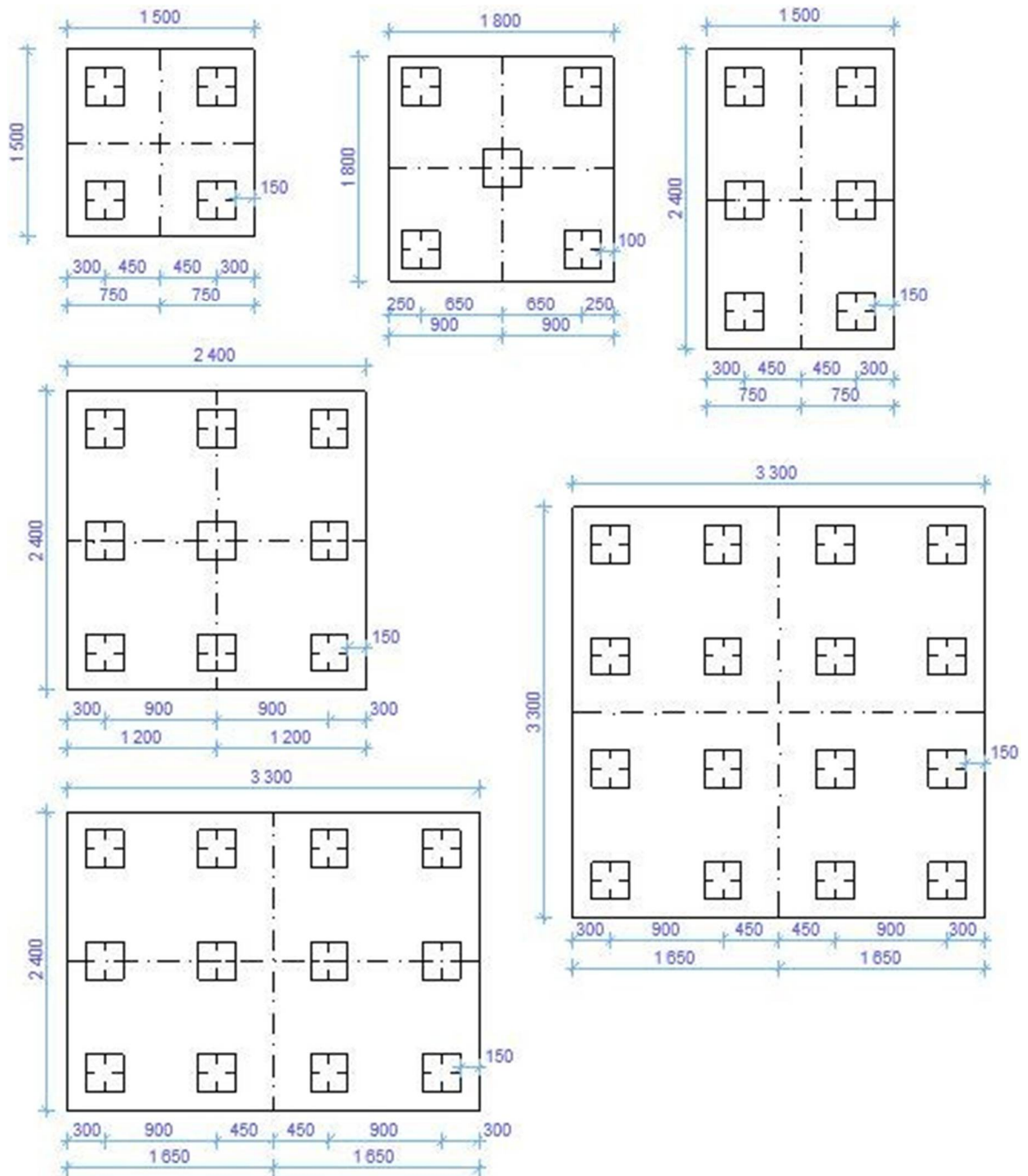


Рисунок 2.1 – Схеми розміщення паль в ростверках

Таблиця 2.1 – Програма математичного моделювання роботи пальового фундаменту з палів довжиною 9 м з поперечним перерізом $d = 0,3$ м. Крок палів $3d$

Група дослідів	Кількість палів	Розмір ростверку в плані	Вид ґрунту
Пальові фундаменти (для жорсткого і шарнірного з'єднання палів у ростверку)	4	1,5x1,5 м	піщаний
			глинистий
	5	1,8x1,8 м	піщаний
			глинистий
	6	1,5x2,4 м	піщаний
			глинистий
	9	2,4x2,4 м	піщаний
			глинистий
	12	2,4x3,3 м	піщаний
			глинистий
	16	3,3x3,3 м	піщаний
			глинистий
Ростверки як фундаменти мілкового закладання	-	1,5x1,5 м	піщаний
			глинистий
	-	1,8x1,8 м	піщаний
			глинистий
	-	1,5x2,4 м	піщаний
			глинистий
	-	2,4x2,4 м	піщаний
			глинистий
	-	2,4x3,3 м	піщаний
			глинистий
	-	3,3x3,3 м	піщаний
			глинистий

Додатково до програми моделювання включені дослідження роботи одиночних палів довжиною 9 м в піщаному та глинистому ґрунті.

Висновки по розділу 2

Огляд літературних джерел по чисельному моделюванню пальових фундаментів показав, що основним питанням є вибір моделі ґрунту, яка б адекватно відображала б взаємодію основи і конструктивних елементів пальового фундаменту під навантаженням.

Була складена програма математичного моделювання роботи кущового пальового фундаменту, на основі якого буде проводитись оцінка перерозподілу зусиль між елементами фундаменту при різному з'єднанні паль у ростверку та при різній кількості паль у його складі. Програма також передбачає дослідження кущових пальових фундаментів, одиночних паль та фундаментів мілкового закладання, які за розмірами відповідають ростверкам кущових пальових фундаментів.

РОЗДІЛ 3. АНАЛІЗ І УЗАГАЛЬНЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ

При розв'язанні поставлених задачі були використані результати математичного моделювання пальового фундаменту із забивних паль при різному з'єднанні паль у ростверку за допомогою програмного комплексу Plaxis 3D Foundation, який достатньо коректно моделює роботу паль в ґрунті. Розглянуті варіанти куців паль при різному з'єднанні паль (рис. 3.1) у ростверку з різною кількістю у групі у двох видах ґрунтів.

Для проведення моделювання були прийняті забивні палі із бетону C20/25 (B25), довжиною 9 м, поперечним перерізом 0,3х0,3 м.

Розміри змодельованого ґрунтового масиву для максимального зменшення впливу крайових ефектів на осідання палових фундаментів прийняті в плані 30х30 м та по глибині 40 м. Одна з побудованих моделей ґрунтового масиву та розрахункові моделі стовпчастого пальового фундаменту при різній кількості паль у групі зображені на рисунках 3.2 та 3.3.

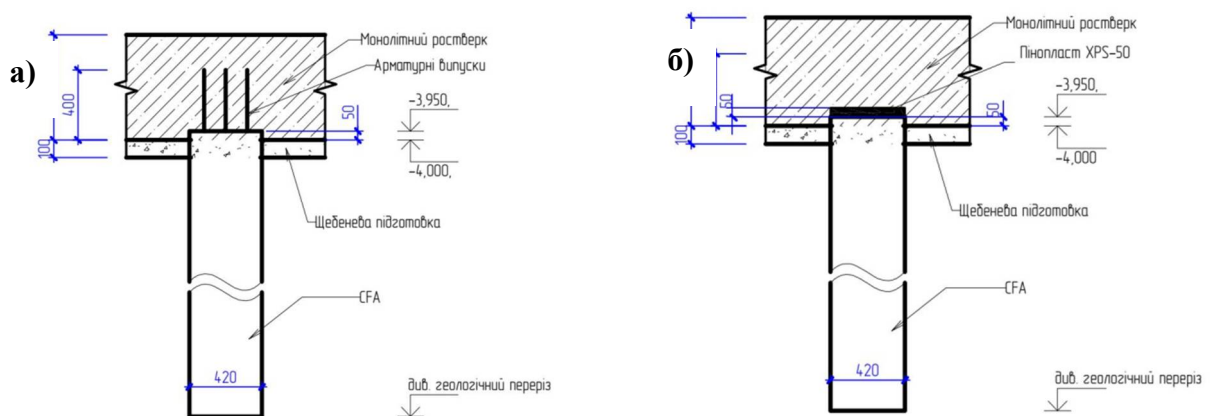


Рисунок 3.1 – Варіанти з'єднання паль у ростверку: а) жорстке; б) шарнірне

При моделюванні роботи пальового фундаменту були враховані наступні фази роботи:

- робота ґрунтової товщі без фундаментів (початкова фаза);
- влаштування стовпчастого пальового фундаменту (перша фаза);
- робота стовпчастого пальового фундаменту під дією вертикального навантаження (друга фаза).

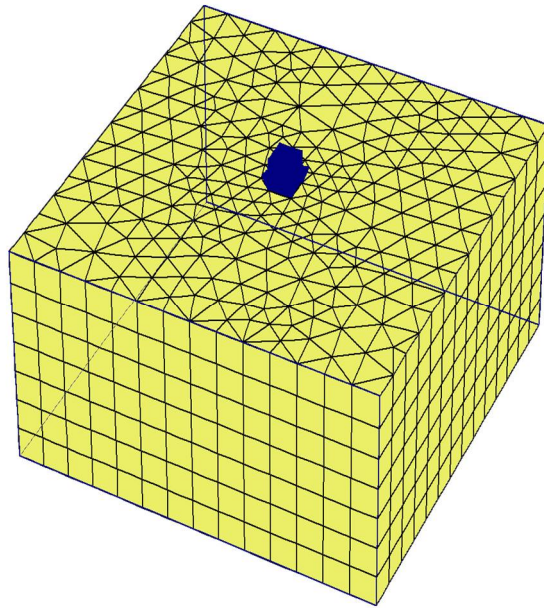


Рисунок 3.2 – Розрахункова модель ґрунтового масиву

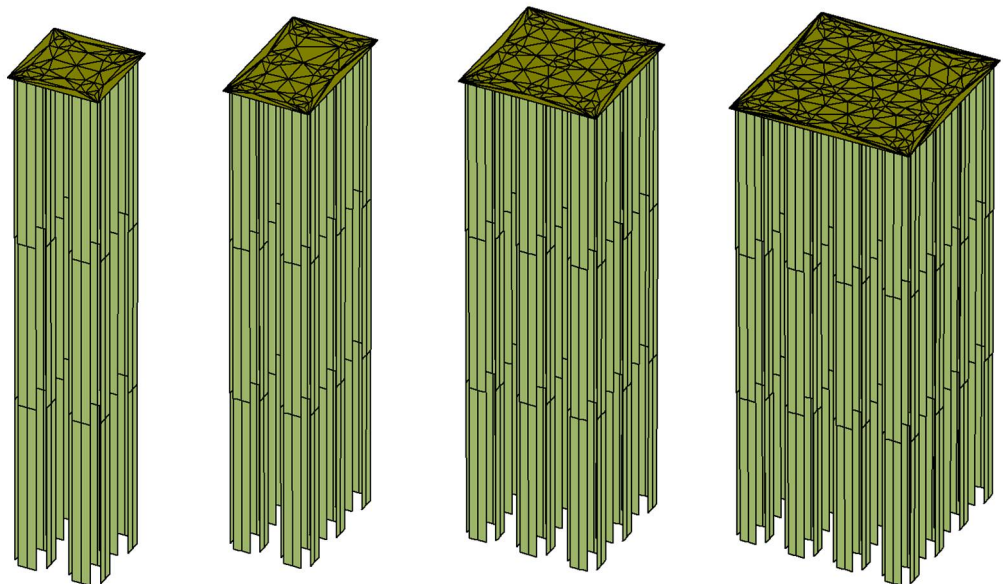


Рисунок 3.3 – Розрахункові моделі стовпчастого пальового фундаменту при 4, 6, 9 та 16 палях у групі

Величина навантаження на моделі збільшувалась до тих пір, поки величина осідання не становила 10 см.

На рис. 3.4-3.5 для прикладу зображені мозаїки вертикальних деформацій ґрунту при навантаженні пальових фундаментів з 4, 6 та 9 паль у піщаному та глинистому ґрунтах при жорсткому з'єднанні паль у ростверку.

При постійному кроці паль 3d напруження розподіляється по всій довжині паль, включаючи в роботу міжпальовий простір, але це включення залежить від кількості паль у групі. Як бачимо, при малій кількості паль ґрунт міжпальового простору менше включається у роботу. Переміщення ґрунту відбувається під ростверком і в зоні нижніх кінців паль. При збільшенні кількості паль інтенсивність переміщення ґрунту в міжпальовому просторі збільшується і наближається до величини переміщень ґрунту під ростверком. Таким чином при великій кількості паль весь ґрунтопальовий починає переміщуватись як єдине ціле. Виходячи з цього можна припустити, що палі в середині куца з великою кількістю паль не можуть повністю реалізувати свою несучу здатність і ефективність роботи паль в групі із збільшенням кількості паль буде знижуватись.

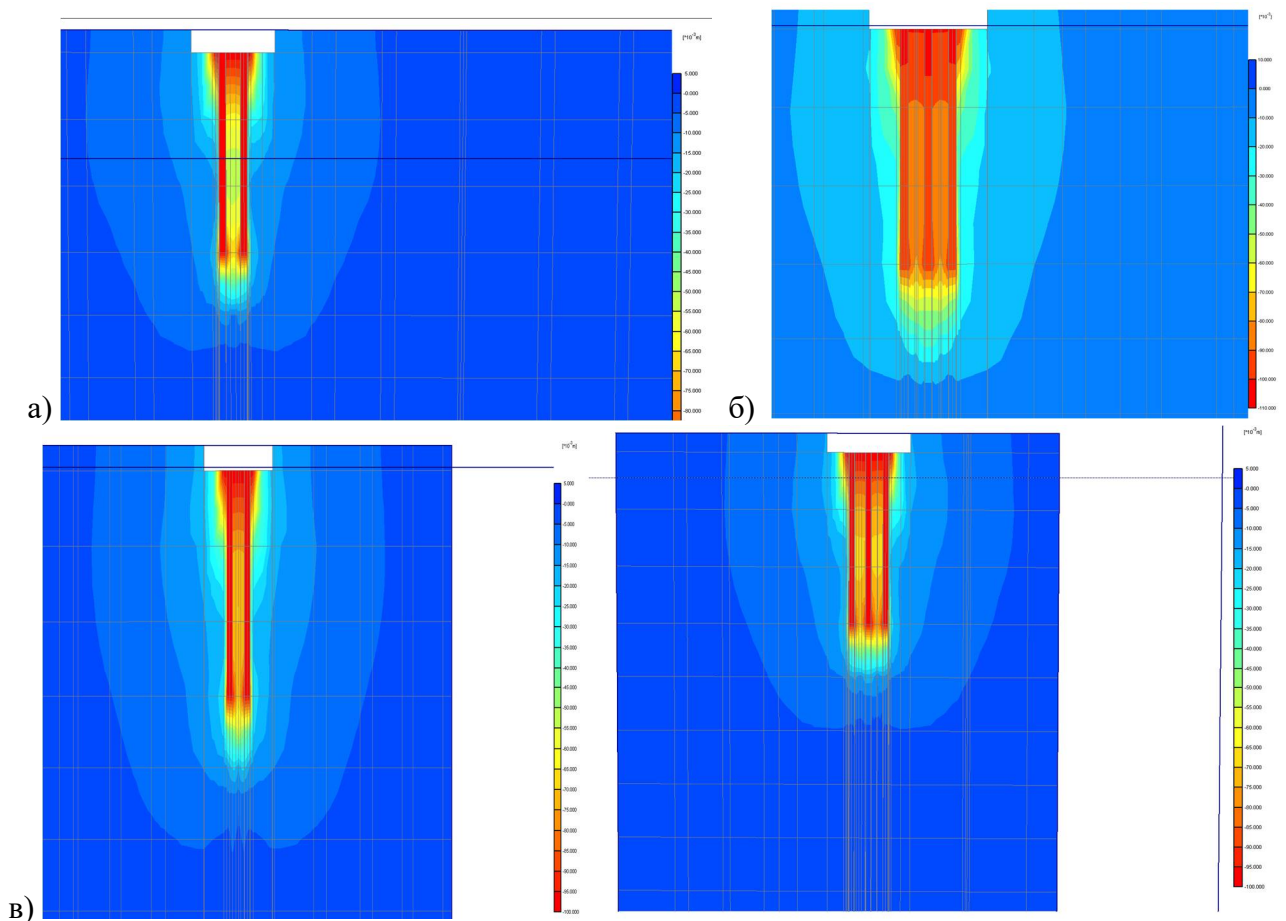


Рисунок 3.4 – Мозаїки вертикальних деформацій ґрунту при навантаженні пильових фундаментів з кількістю паль: а) 4 шт; б) 9 шт; в) 6 шт для піщаного ґрунту

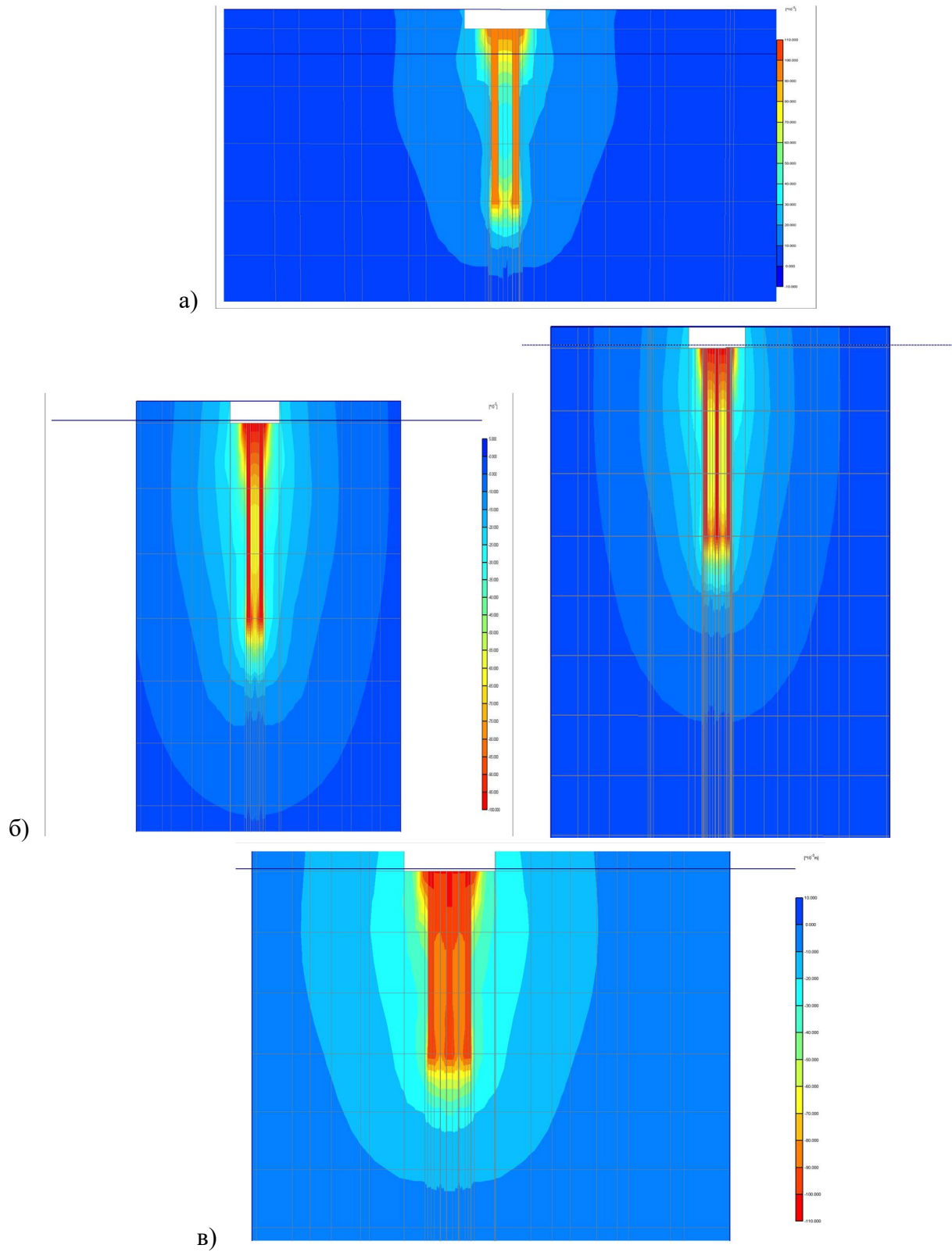


Рисунок 3.5 – Мозаїки вертикальних деформацій ґрунту при навантаженні пальових фундаментів з кількістю паль: а) 4 шт; б) 6 шт; в) 9 шт. для глинистого ґрунту

На рис. 3.6 – 3.7 представлені результати графіків залежності осідання-навантаження, визначених математичним моделюванням для дослідних пальових фундаментів.

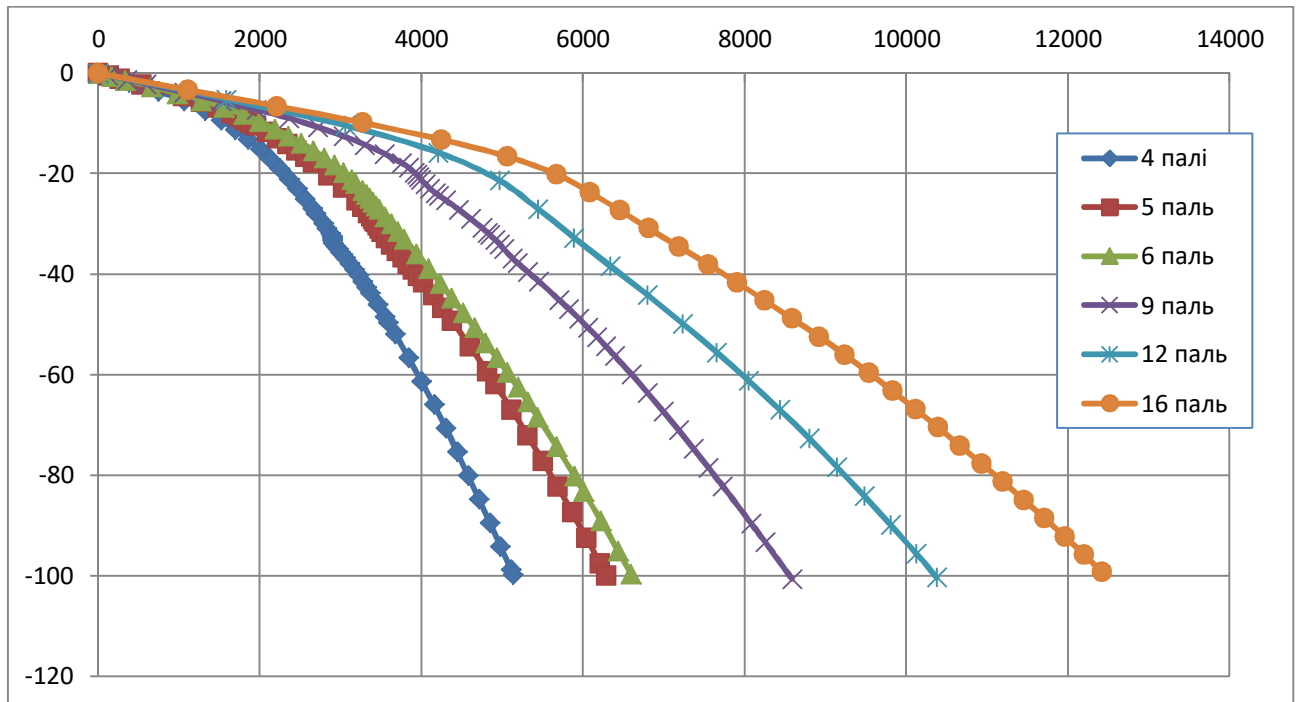


Рисунок 3.6 – Графіки залежності навантаження – осідання для пальових фундаментів у піщаному ґрунті

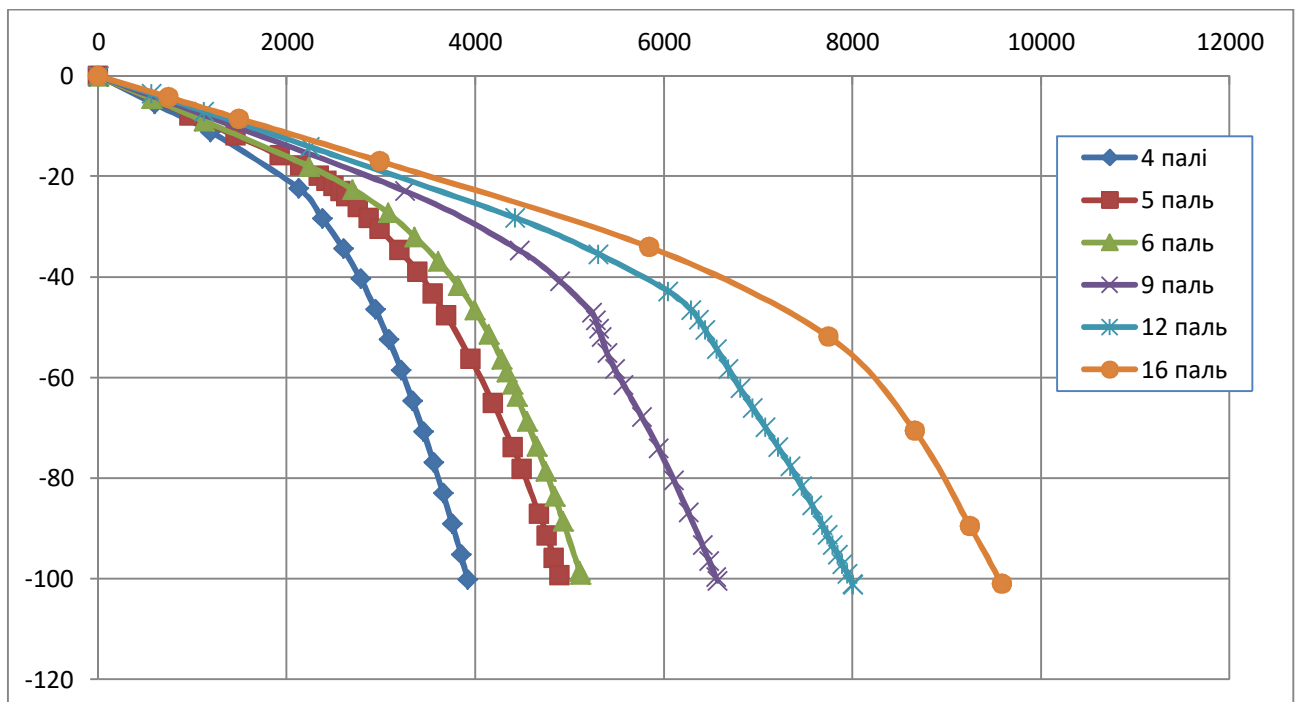


Рисунок 3.7 – Графіки залежності навантаження – осідання для пальових фундаментів у глинистому ґрунті

На рис. 3.8 наведена залежність несучої здатності куца від кількості паль в групі при різних грунтах (за несучу здатність взяте навантаження при осіданні куца 100 мм).

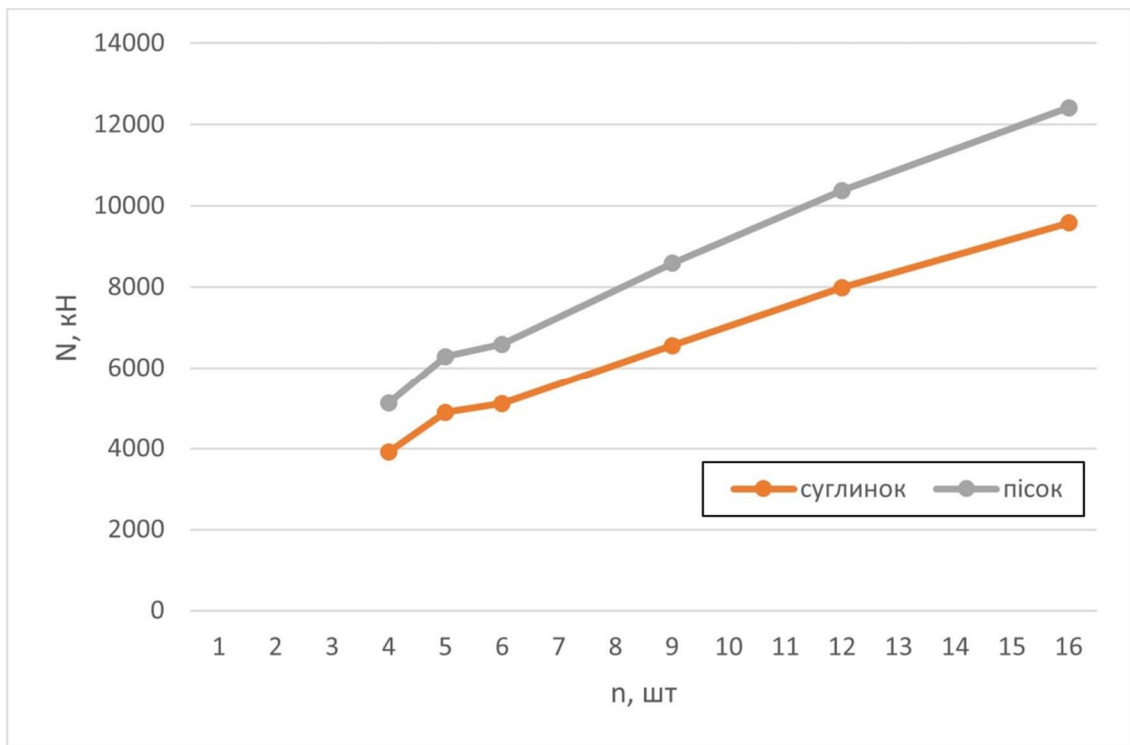


Рисунок 3.8 – Графіки залежності несучої здатності куца від кількості паль в групі при різних грунтах

З рисунків видно, що збільшення кількості паль в групі призводить до збільшення її несучої здатності, але це збільшення не пропорційне збільшенню кількості паль. Це ще раз підтверджує гіпотезу про неповну реалізацію тертя по бічній поверхні паль у куцах з великою їх кількістю.

Для кращого аналізу перерозподілу зусиль між елементами груп паль, було виконане моделювання одиночних паль та ростверків як фундаментів мілкового закладання.

На рис. 3.9 представлені графіки залежності осідання-навантаження для одиночних паль довжиною 9 м в різних ґрунтових умовах.

На рис. 3.10, 3.11 представлені графіки залежності осідання-навантаження для ростверків, як фундаментів мілкового закладання в піщаному та глинистому грунтах.

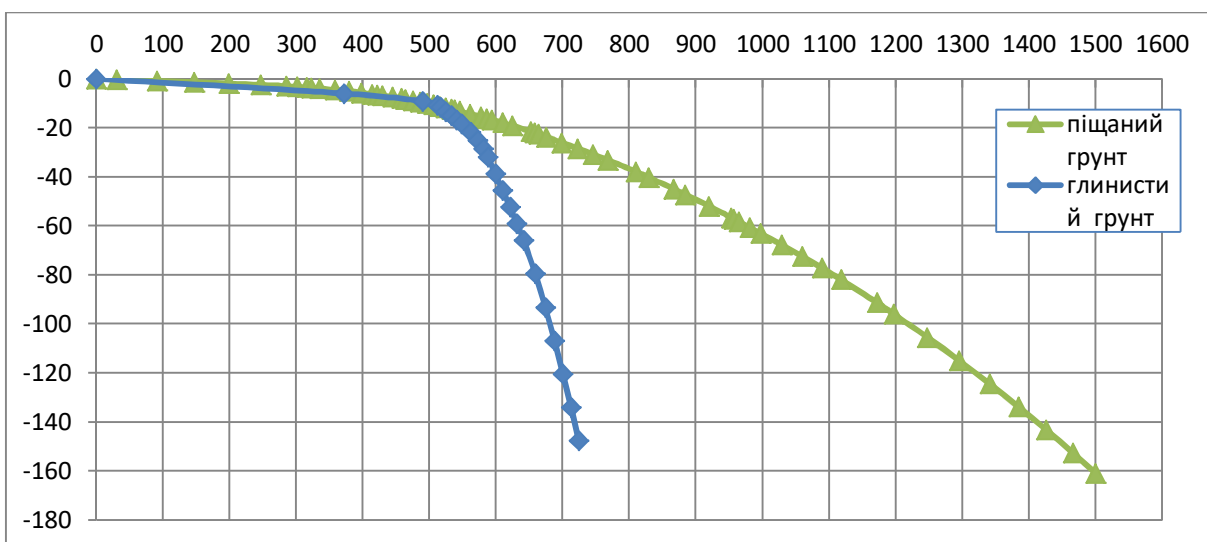


Рисунок 3.9 – Графік залежності осідання – навантаження для одиночних паль довжиною 9 м в різних ґрунтових умовах

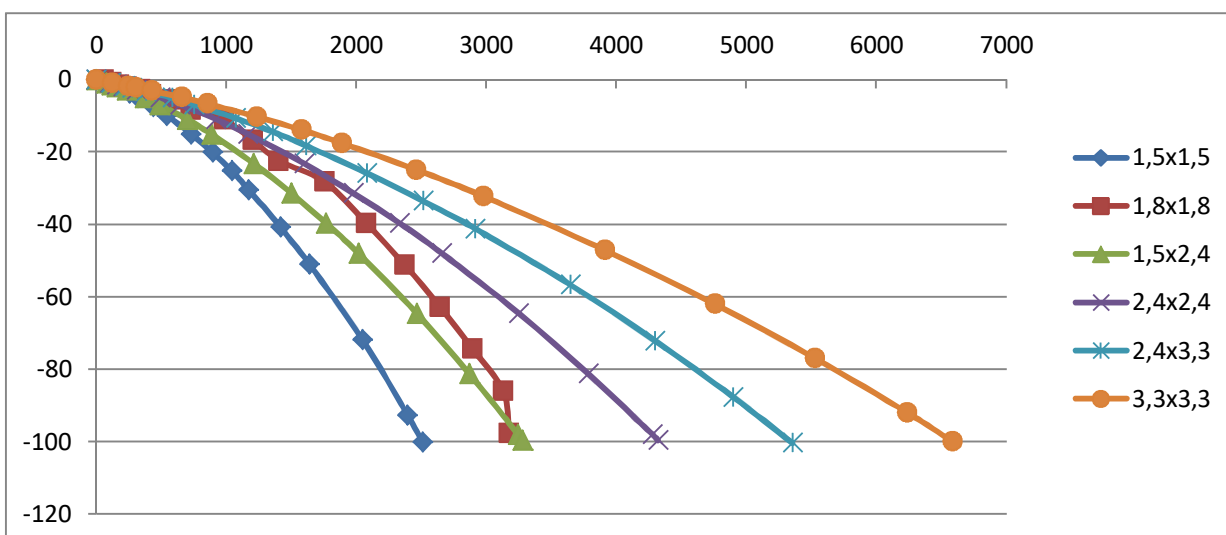


Рисунок 3.10 – Графіки залежності осідання – навантаження для ростверків, як фундаментів мілкового закладання, в піщаному ґрунті

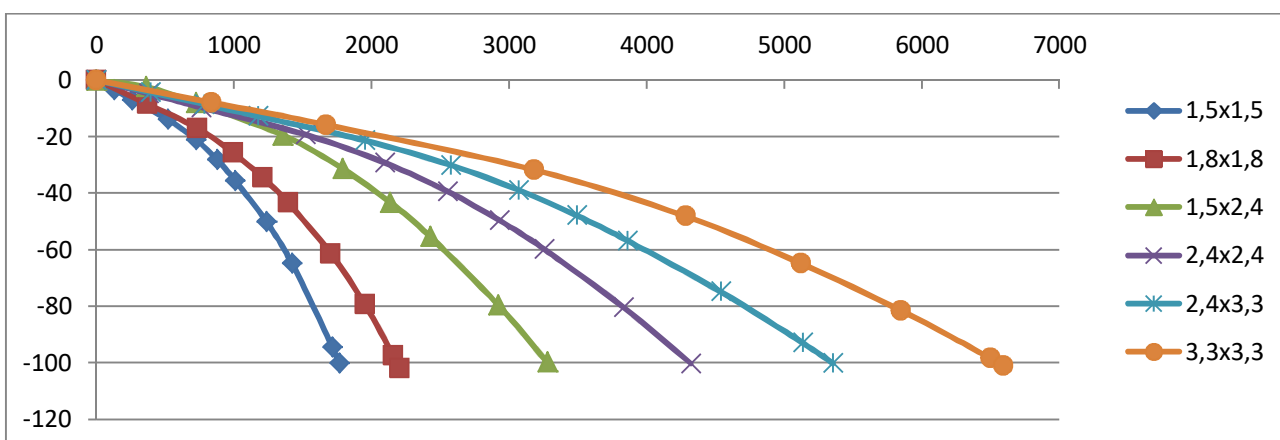


Рисунок 3.11 – Графіки залежності осідання – навантаження для ростверків, як фундаментів мілкового закладання, в глинистому ґрунті

Результати моделювання наведено в таблиці 3.1. В останньому стовпчику таблиці 3.1 несуча здатність куща представлена як сума несучих здатностей окремих його елементів. Несуча здатність ростверків як фундаментів мілкового закладання визначена при осіданні 100 мм.

Несуча здатність одиночних паль згідно з рис. 3.9 прийнята на межі пропорційності залежності осідання – навантаження. Отже для палі у піщаному ґрунті несуча здатність $N_{од} = 830$ кН, для палі у глинистому ґрунті $N_{од} = 600$ кН.

Таблиця 3.1 - Результати моделювання стовпчастих пальових фундаментів

Вид ґрунту	Кількість паль	Несуча здатність при $S = 100$ мм					
		Несуча здатність куща, кН	Σ несуча здатність одиночних паль, кН	Кущовий ефект	Несуча здатність ростверку як фундаменту мілкового закладання, кН	Тиск під подошвою ростверку як фундаменту мілкового закладання, кПа	Σ несуча здатність паль+ростверк
Піщаний	4 шт.	5130	3320	1,54	2508	1115	5828
	5 шт.	6286	4150	1,51	3175	980	7325
	6 шт.	6588	4980	1,32	3276	910	8256
	9 шт.	8582	7470	1,15	4320	750	11790
	12 шт.	10375	9960	1,04	5350	675	15310
	16 шт.	12415	13280	0,93	6590	605	19870
Глинистий	4 шт.	3915	2400	1,63	1764	784	4164
	5 шт.	4892	3000	1,63	2200	679	5200
	6 шт.	5112	3600	1,42	3280	911	6880
	9 шт.	6560	5400	1,21	4320	750	9720
	12 шт.	7990	7200	1,11	5350	675	12550
	16 шт.	9580	9600	0,99	6588	607	16188

З таблиці 3.1 видно, що у більшості випадків сума несучих здатностей паль як одиночних менше за несучу здатність групи. Виключення складають лише кущі з найбільшою кількістю паль.

Кущовий ефект (відношення несучої здатності групи до суми несучих здатностей паль) складає від 0,93 до 1,63. Для кущів з 16 паль як в піщаному, так і в глинистому ґрунті кущовий ефект при кроці паль 3d може бути негативним і складає від 0,93 до 0,99. Кущ несе менше навантаження ніж сума несучих здатностей 9 м паль при їх кількості 16 шт., тобто при частому їх розташуванні у великому масиві.

Дослідження ще раз підтвердили, що визначення несучої здатності куща як суми несучих здатностей паль призводить як правило до неекономічного рішення.

Визначати несучу здатність пального фундаменту як суму несучих здатностей одиночних паль і ростверку як фундаменту мілкового закладання некоректно. Це призводить до завищених результатів і ненадійного рішення.

Для аналізу перерозподілу зусиль між елементами пального фундаменту визначались несуча здатність ростверку у складі пального фундаменту і навантаження, яке припадає на палі за результатами моделювання (визначення виконувались при осіданні групи 100 мм). Між палями групи навантаження розподілялось умовно рівномірно.

Результати таких підрахунків наведені у таблицях 3 та 4, де можна бачити для кожного куща сумарне навантаження (N , кН), сумарне навантаження на ростверк ($N_{\text{роств}}$, кН), тиск під подошвою ростверка ($P_{\text{роств}}$, кПа), середнє навантаження на палю в групі (кН). Площа ростверку, яка працює з ґрунтом визначалась за винятком площі паль, що входять у групу.

В таблицях 3.2, 3.3 та на рис. 3.12 наведена також частка ростверку у несучій здатності фундаменту.

Маючи тиск під подошвою ростверку в групі (табл. 3.2, 3.3) і тиск під подошвою ростверку як фундаменту мілкового закладання (табл. 3.1), а також несучу здатність одиночної палі (табл. 3.1) і середнє навантаження на палю в

групі (табл. 3.2, 3.3), можна проаналізувати ступінь реалізації несучої здатності окремих елементів пального фундаменту. За ступінь реалізації несучої здатності палі прийняте відношення її несучої здатності у групі до несучої здатності як одиночної. За ступінь реалізації несучої здатності ростверку прийняте відношення тиску під подошвою ростверка до тиску під подошвою ростверка, як фундаменту мілкового закладання.

Таблиця 3.2 – Результати чисельного математичного моделювання роботи стовпчастого пального фундаменту на піщаній основі, при змінній кількості палів ($s=10$ см) (палі без виймання ґрунту)

Кількість палів	Площа ростверку, м ²	Несуча здатність фундаменту, кН	Несуча здатність ростверку, кН	Середня несуча здатність палі у складі фундаменту, кН	Ступінь реалізації несучої здатності палів	Частка несучої здатності ростверку	Тиск під подошвою ростверку, кПа	Ступінь реалізації несучої здатності ростверку
4 шт.	1,89	5130	1204	982	1,18	0,235	673	0,57
5 шт.	2,79	6286	1413	875	1,17	0,225	506	0,52
6 шт.	3,06	6588	1411	863	1,04	0,214	461	0,506
9 шт.	4,95	8582	1123	829	0,99	0,131	227	0,30
12 шт.	6,84	10375	1077	774	0,93	0,100	157	0,23
16 шт.	9,45	12415	980	715	0,86	0,079	104	0,17

Як бачимо частка ростверку у несучій здатності фундаменту зменшується із збільшенням кількості палів. А отже не тільки палі гірше реалізують себе при збільшенні їх кількості у групі, а і ростверк приймає меншу участь у сприйнятті навантаження.

Таблиця 3.3 – Результати чисельного математичного моделювання роботи стовпчастого пальового фундаменту на глинистій основі, при змінній кількості паль ($s=10$ см) (палі без виймання ґрунту)

Кількість паль	Площа ростверку, m^2	Несуча здатність фундаменту, кН	Несуча здатність ростверку, кН	Середня несуча здатність палі у складі фундаменту, кН	Ступінь реалізації несучої здатності паль	Частка несучої здатності ростверку	Тиск під подошвою ростверку, кПа	Ступінь реалізації несучої здатності ростверку
4 шт.	1,89	3915	855	765	1,27	0,218	452,4	0,58
5 шт.	2,79	4892	1053	768	1,28	0,215	377,4	0,55
6 шт.	3,06	5112	936	696	1,16	0,183	305,9	0,34
9 шт.	4,95	6560	697	651	1,08	0,106	140,8	0,19
12 шт.	6,84	7990	578	617	1,03	0,072	84,5	0,125
16 шт.	9,45	9580	609	560	0,93	0,064	64,4	0,106

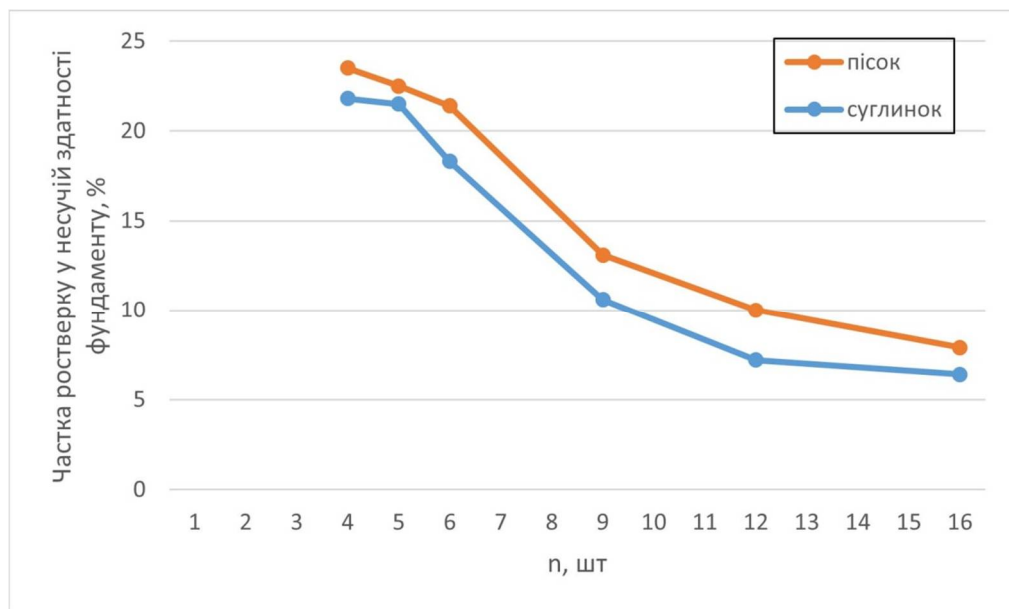


Рисунок 3.12 - Залежність частки ростверку у несучій здатності фундаменту від кількості паль і виду ґрунту

У таблиці 3.2, 3.3 та на рис. 3.13 – 3.15 наведена залежність ступеню реалізації несучої здатності ростверку і паль у складі пального фундаменту.

Ступінь реалізації тиску під ростверком знаходиться в межах 0,1-0,58 і практично не залежить від виду ґрунту.

Ступінь реалізації несучої здатності паль знаходиться в межах 0,86-1,27 і також мало залежить від виду ґрунту.

Палі у складі куща реалізуються не повністю при кількості паль 12-16 шт. (крок 3d), їх несуча здатність в групі наближається до несучої здатності одиночної палі при кількості паль 9 шт. Для кущів з кількістю паль 4-6 шт. ступінь реалізації несучої здатності палі перевищує одиницю. Отже, у групах з незначною кількістю паль вони працюють у кущі краще, ніж одиночні і тим краще, чим менше їхня кількість.

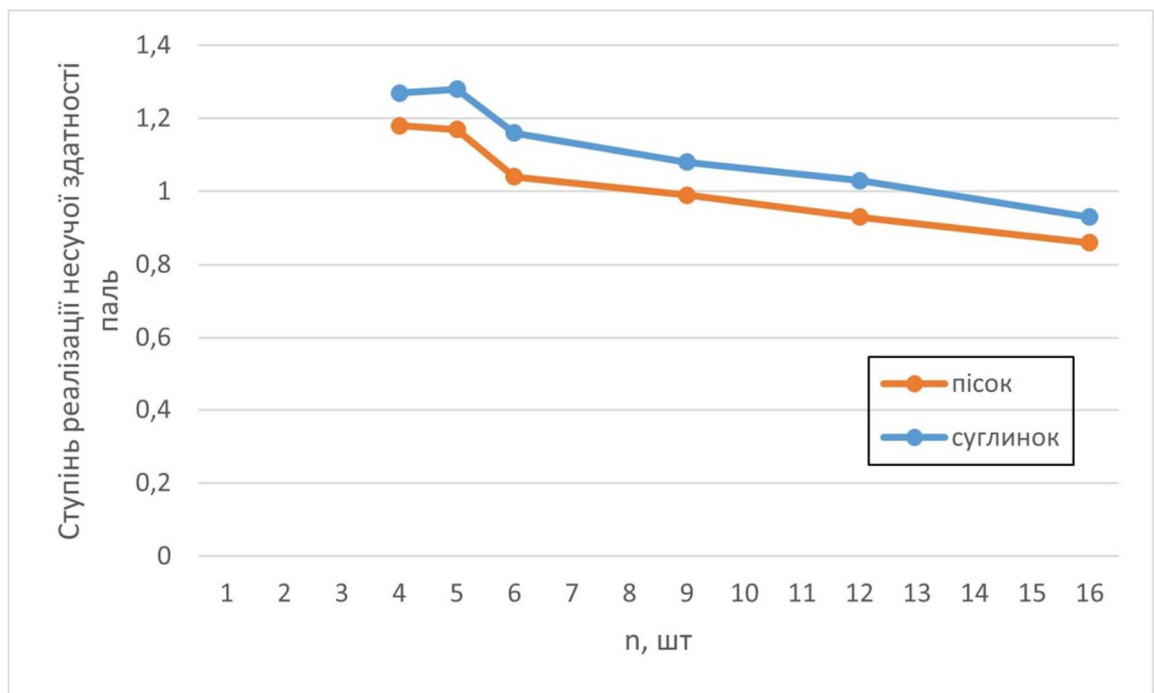


Рисунок 3.13 - Залежність ступеню реалізації несучої здатності паль у складі пального фундаменту від кількості паль і виду ґрунту

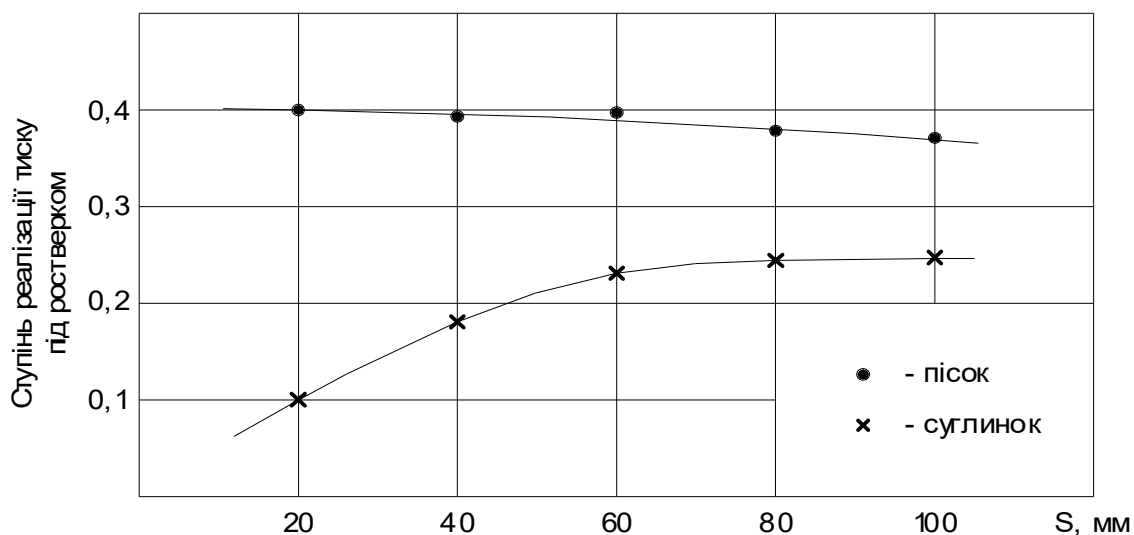


Рисунок 3.14 – Залежність ступеня реалізації тиску під подошвою ростверку у складі стовпчастого пальового фундаменту від осідання при жорсткому з'єднанні паль у ростверку

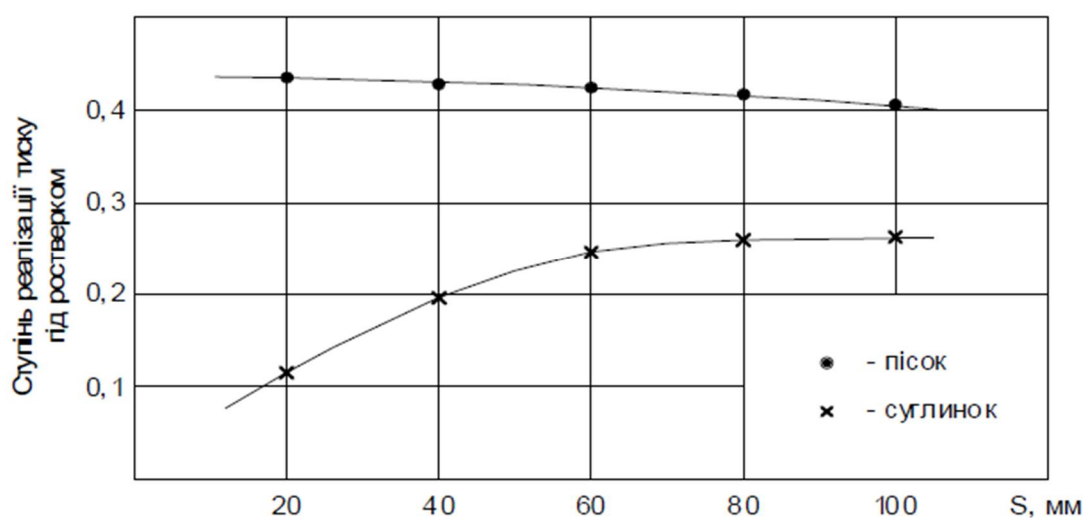


Рисунок 3.15 – Залежність ступеня реалізації тиску під подошвою ростверку у складі стовпчастого пальового фундаменту від осідання при шарнірному з'єднанні паль у ростверку

Висновки за розділом 3

На підставі проведених досліджень перерозподілу зусиль між елементами пальових груп з різною кількістю забивних паль можна зробити наступні висновки:

- із збільшенням кількості паль у групі гірше реалізують себе як палі, так і ростверк. Ступінь реалізації тиску під ростверком знаходиться в межах 0,1-0,58, а ступінь реалізації несучої здатності паль в межах 0,86-1,27;

- палі у складі куща реалізуються не повністю при кількості паль 12-16 шт. (крок 3d), їх несуча здатність в групі наближається до несучої здатності одиночної палі при кількості паль 9 шт. Для кущів з кількістю паль 4-6 шт. ступінь реалізації несучої здатності палі перевищує одиницю. Отже, у групах з незначною кількістю паль вони працюють у кущі краще, ніж одиночні і тим краще, чим менше їхня кількість;

- визначати несучу здатність пального фундаменту як суму несучих здатностей одиночних паль та плити ростверка як фундамента мілкового закладання некоректно, це призводить до завищення несучої здатності групи і ненадійного рішення;

- частка роботи ростверка у складі пального фундаменту збільшується із зменшенням кількості паль;

- вид ґрунту (піщаний або глинистий) суттєво не впливає на перерозподіл зусиль між елементами групи паль;

- результати визначення несучої здатності паль у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation доцільно використовувати у проєктній практиці для корегування значень, визначених теоретичним шляхом за рекомендаціями норм [1-2].

1. .

4 ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА

4.1 Архітектурно-будівельні рішення

4.1.1 Вихідні дані

В магістерській кваліфікаційній роботі передбачено нове будівництво офісного центру по вул. Корольова в м. Рівне.

Клас наслідків (відповідальності) СС2.

Ступінь вогнестійкості II.

Ділянка будівництва розташована в периферійній частині м. Рівне, максимальний перепад по ділянці 3,3м. Кліматичний район - I – Північно-західний (Полісся, Лісостеп) згідно з п. 4.2 [68].

- Середня температура повітря за січень – від -5 °С до -8 °С;
- Середня температура повітря за липень – від 18 °С до 20 °С;
- Абсолютний мінімум температури повітря – від -37 °С до -40 °С;
- Абсолютний максимум температури повітря – від 37 °С до 40 °С;
- Кількість опадів за рік – від 550мм до 700мм;
- Відносна вологість у липні – від 65% до 75%;
- Середня швидкість вітру – від 3 м/с до 4м/с.

Температурна зона – I зона згідно додатку В ДБН В.2.6-31:2006.

Характеристичні значення навантажень і впливів згідно додатку Е ДБН В.1.2-2:2006.

- Нормативне значення вітрового тиску – 0,52 КПа;
- Нормативне снігове навантаження – 1.32 КПа;
- Нормативна товщина стінки ожеледі – 18мм;
- Нормативна глибина промерзання ґрунту – 0,9 м

4.1.2 Рішення по генплану

Наявність на території ділянки існуючих будівель та споруд: нежитлова будівля. Наявність інженерних мереж на ділянці будівництва та безпосередньо біля неї: централізована мережа водопостачання; централізована мережа водовідведення; централізована мережа тепlopостачання; дощова каналізація; електромережа; кабелі зв'язку; газопровід середнього тиску. Планувальними обмеженнями на ділянці будівництва: червоні лінії вулиць; охоронні зони інженерних мереж; протипожежні і санітарно-технічні розриви до існуючої і проектної забудови. Також благоустроєм передбачено влаштування майданчиків; для відпочинку дорослого населення; для збирання побутових відходів; влаштування стоянки для тимчасового зберігання автомобілів; паркомісця для постійного зберігання автомобілів; стоянка для велосипедів; розміщення; паркових лав; смітєвих урн; ліхтарів; будівництво; пішохідних доріжок; тротуарів; проїздів.

У проектній документації передбачені умови безперешкодного і зручного пересування МГН по ділянці до будинку з врахуванням вимог ДБН Б.2.2-12:2018, ДБН В.2.3-15:2007, ДБН В.2.2-40:2018, а саме: поздовжній уклон шляху руху, по якому можливий проїзд інвалідів на кріслах-колясках, не перевищує 5 %; поперечний уклон шляху руху слід приймати в межах 1-2 %; висота бордюрів по краях пішохідних шляхів на ділянці прийнята не більше 0,05 м; висота бортового каменю в місцях перетину тротуарів із проїзною частиною, а також перепад висот бордюрів, бортових каменів уздовж експлуатованих газонів і озелених майданчиків, що прилягають до шляхів пішохідного руху, не перевищують 0,04 м; покриття з бетонних плит є рівним, а товщина швів між плитами - не більше 0,015 м; відкриті сходи на перепадах рельєфу продубльовані пандусами; на відкритих індивідуальних автостоянках біля закладів обслуговування виділено не менше 10 % місць (але не менше одного місця) для транспорту інвалідів. Ці місця позначені знаками, прийнятими в

міжнародній практиці. Ширина зони для паркування автомобіля інваліда є не менше ніж 3,5 м. Відведення поверхневих вод передбачається по природньому рельєфу території. Згідно розрахунку необхідної кількості паркувальних місць, відповідно до табл. 10.7 ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування та забудова територій». По території ділянки, та до будівлі передбачена можливість проїзду пожежої машини (пожені проїзди). Заїзд можливий з існуючого проїзду та вулиці з усіх сторін ділянки. Проектом передбачається встановлення трьох сміттєвих контейнерів, для роздільного збору сміття, ємністю кожного баку $1,1\text{м}^3$, що забезпечує нормативні терміни зберігання сміття. Основні Техніко-економічні показники подано в табл. 4.1.

Таблиця 4.1 – Показники генплану

Назва показника	Одиниця виміру	Кількість
Характер будівництва	Нове будівництво	
Площа ділянки	Га	0,2541
Площа забудови	м^2	590
Площа озеленення	м^2	1169
Площа мощення	м^2	692
Відсоток забудови	%	24.1

4.1.3 Об'ємно-планувальні рішення

Основою прийнятих об'ємно-планувальних рішень є зручність, доступність, ергономічність, функціональність офісних приміщень та місць загального користування. Запроектована будівля це - офісний центр. Конструктивна схема будівлі каркасна, з несучими колонами. За відносну відмітку 0,000 прийнято відмітку чистої підлоги першого поверху, якій відповідає абсолютна відмітка 220,50 м. Будівля в плані Г - подібна з габаритами $24,00 \times 29,88$ м в осях. Абсолютна висота будинку від рівня землі

прогнозується 15,40 м. Умовна висота будівлі 21.7 м. Будівля має 6 надземних поверхів та цокольний поверх. На цокольному поверсі розміщені приміщення магазину непродовольчих товарів. Вхід у будівлю влаштований на першому та цокольному поверсі. З першого по шостий поверхи розміщуються офісні приміщення. На цокольному поверсі розміщуються приміщення магазину непродовольчих товарів.

Вертикальний зв'язок між - 1-6 поверхами забезпечується сходовою кліткою Ск-1. Передбачається влаштування двох ліфтів вантажопідйомністю на 600 та 1000 кг. Запроектована будівля є шестиповерховою. Умовна висота будинку - 22 м. За відносно відмітку 0.00 будинку прийнято відмітку чистої підлоги першого поверху. Усі приміщення офісної частини будинку та вбудовано-прибудовані нежитлові приміщення забезпечені нормативним евакуаційними виходами. Будівля має окреме інженерне забезпечення. Офіси сплановані відповідно вимог діючих нормативних документів. У офісних приміщеннях не передбачено влаштування балконів та лоджій. Висота типового поверху - 3,3м. Природнє освітлення та тривалість інсоляції приміщень будівлі запроектованого будинку відповідають вимогам діючих будівельних нормативних документів. Нове будівництво будівлі не порушує інсоляцію сусідніх існуючих будинків. Будівельні та опоряджувальні матеріали, а також інженерне обладнання, яке використовується в проекті, відповідає гігієнічним вимогам.

4.1.4 Архітектурно-конструктивні рішення

Каркас будівлі прийнято без ригельним, з діафрагмами жорсткості, та колонами які сприймають горизонтальні дії на будівлю.

Несучими елементами каркасу проектованої будівлі є монолітні стіни цокольного поверху, та пілони, Діафрагмами є монолітні залізобетонні стіни та ліфтові шахти, які розташовані в поперечному та поздовжньому напрямку будівлі. Розрахункова схема будівлі виконана як просторова система «грунтова основа-фундамент-каркас».

Проектом прийнято будівельні конструкції, що відповідають вимогам по пожежній безпеці:

Стіни:

несучі та сходових кліток – REI 120 MO;

самонесучі – REI 120 MO;

внутрішні перегородки – EI 15 MO\$

сходові площадки, марші сходових кліток – R 60 MO;

перекриття міжповерхові над підвалом – REI 45 MO.

4.1.4.1 Фундаменти

Фундаменти даної будівлі стрічкові, монолітні; пальові, буронабивні, з'єднані між собою монолітним залізобетонним ростверком. Фундаментні стіни виконані з монолітного залізобетону. Утеплення фундаменту екструдованими пінополістирольними плитами товщиною 100 мм.. Вертикальна гідроізоляція - обмазувальна, бітумно-полімерні мастики; профільована мембрана. Горизонтальна гідроізоляція - ПВХ мембрана з профільованою мембраною. За відносну відмітку +/-0.000 прийнято відмітку чистої підлоги, яка відповідає абсолютній відмітці 220,5. Розрахунок фундаментів виконаний на основі інженерно-геологічних умов ділянки будівництва від навантаження будівлі. Зворотна засипка ґрунту перед влаштуванням бетонної підлоги виконується шарами по 200мм. з ретельним його пошаровим ущільненням та промочуванням.

4.1.4.2 Зовнішні та внутрішні стіни, та перегородки

Проектом передбачається виконання зовнішніх стін з керамічних пустотілих блоків марки не нижче М-100 на клейовому розчині товщиною 250 мм. Влаштування зовні теплоізоляційного шару конструкції утеплення з мінераловатних плит товщиною 150мм.. Виконання внутрішніх стін з керамічних пустотілих блоків марки не нижче М-100 на клейовому розчині товщиною 250 мм. Стіни сходових кліток виконати з керамічних пустотілих блоків марки не нижче М-100 на клейовому розчині товщиною 250 мм. Перегородки санвузлів виконати з цегли глиняної звичайної червоної

повнотілої пластичного пересування (ДСТУ Б В.2.7-61:2008) марки не нижче М-75 на цементно піщаному розчині М-50 товщиною 120 мм. В проєктованих стінах з монолітного залізобетону прорізи передбачено облаштувати завдяки використанню відповідно розрахованого монолітного поясу/балки. Проєктом передбачено влаштування спеціально підібраних збірних та монолітних залізобетонних перетинок, що повинні бути кладеними на шар цементно горозчину. Перетинки, які влаштовуються в стінах з газоблоку, монолітні залізобетонні з U-подібних газоблоків Аерос D400.

4.1.4.3 Перекриття

Перекриття - монолітне залізобетонне перекриття типовго поверху передбачено товщиною 200 мм. Перекриття цокольного поверху - монолітне залізобетонне перекриття товщиною 240 мм. У місцях продавлювання, над колонами та пілонами передбачено додаткове армування каркасами продавлювання.

4.1.4.4 Покрівля

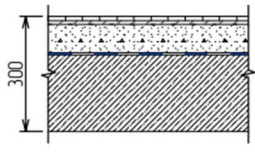
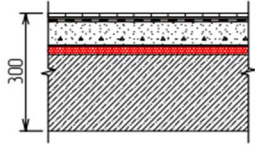
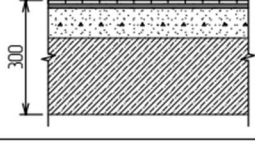
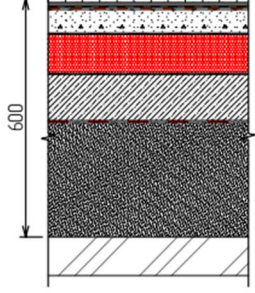
Покрівля даху плоска, не експлуатована . Покрівля - монолітне залізобетонне перекриття товщиною 200мм.. з подальшим утепленням покрівлі мінераловатними плитами в два шари, загальною товщиною 200мм. По ухилоутворюючим плитам з екструдованого пінополістиролу; плитам з екструдованого пінополістиролу, загальною товщиною 150мм. по ухилоутворюючим плитам з екструдованого пінополістиролу. Покриття для гідроізоляції – ПВХ мембрана з профільованою мембраною. Відведення атмосферних опадів з поверхні покрівлі здійснюється за допомогою водостоків. Система водовідведення - зовнішня, передбачено водоприймальні воронки з підігрівом.

4.1.4.5 Підлога

Підлога — це багат шарова конструкція, що складається з таких основних елементів: покриття, прошарку, стяжки, підстильного шару (основи), гідроізоляційного, теплоізоляційного і звукоізоляційного шарів (за

потреби). Проектування підлог здійснюється на основі попередньо розрахованої інтенсивності механічних навантажень на них. Проектування підлоги слід здійснювати з урахуванням умов її майбутньої експлуатації, екологічних, технічних та економічних факторів. Підлоги в приміщеннях виконуються згідно експлікації підлог (табл. 4.2).

Таблиця 4.2 – Експлікація підлог

Номер приміщення	Тип підлоги	Ескіз	Дані елементів підлоги (найменування, товщина та інше), мм	Площа, м ²
Офіс	1		Покриття підлоги керамогранітною плиткою - 10 мм. Шар клеючого складу для монтажу керамограніта - 10 мм. Цементно-піщана стяжка - 75 мм. Плівка зі звукоізоляційним полотном - 5 мм. Монолітна з/б конструкція (Бетон класу С20/25) - 200 мм.	1 079,62
Туалет	2		Покриття підлоги керамічною плиткою - 10 мм. Шар клеючої суміші для керамічної плитки - 5 мм. Техноеласт БАРЕР ЛАЙТ - 0 мм. Праймер бітумний емульсійний ТЕХНОНИКОЛЬ № 04 - 0 мм. Цементно-піщана стяжка з нагрівальними елементами - 60 мм. Плівка зі звукоізоляційним полотном - 5 мм. Екструдований пінополістирол ТЕХНОНИКОЛЬ CARBON PROF - 20 мм. Монолітна з/б конструкція (Бетон класу С20/25) - 200 мм.	52,11
Сходава клітка, Коридар	3		Плитка керамічна високої якості, ударотривка, високостіжка, не слизька - 10 мм. Шар клеючої суміші для керамічної плитки - 10 мм. Цементно-піщана стяжка - 80 мм. Монолітна з/б конструкція (Бетон класу С20/25) - 200 мм.	295,62
Туалет Чн, Туалет Ж, Туалет Ч, Тамбур-шлюз	4		Плитка керамічна високої якості, ударотривка, високостіжка, не слизька - 10 мм. Шар клеючої суміші для керамічної плитки - 10 мм. Техноеласт БАРЕР ЛАЙТ - 0 мм. Праймер бітумний емульсійний ТЕХНОНИКОЛЬ № 04 - 0 мм. Цементно-піщана стяжка - 60 мм. Пароізоляційна плівка ТехноНИКОЛЬ АЛЬФА БАРЕР 4.0 - 0,1 мм. Екструдований пінополістирол ТЕХНОНИКОЛЬ CARBON ECO - 100 мм. Поліетиленова плівка ТехноНИКОЛЬ - 0,1 мм. Армована бетонна стяжка С16/20 сіткою А400С 150x150x8 - 120 мм. Поліетиленова плівка ТехноНИКОЛЬ - 0 мм. Піщина підготовка - 300 мм. Ущільнений ґрун з пошаровим трамбуванням зворотньої засипки.	19,92

4.1.4.6 Заповнення прорізів

Вхідні дверні блоки в передбачаються металевими з частковим асклінням, обладнані механізмом самозачинення та металевим

відбійником. Дверні блоки в технічні приміщення - металеві. Вхідні двері в офіси - металеві, посилені, протипожежні. Світлопрозорі проєктовані конструкції: - в офісах: металопластикові (склапакет енергозберігаючий 2-камерний, профіль 5-тикамерний, без підвіконника з відливом. Колір згідно паспорту опорядження фасадів та відомості заповнення віконних та дверних прорізів.

У вікнах та віконних блоках передбачити верхній добірний профіль висотою до 50мм. поверхньому контуру рами та нижній підставочний профіль висотою до 50мм. по нижньому контуру рами.- в комерційних приміщеннях: - Вітражі - алюмінієві, двокамерні; - Вікна, двері - металопластикові (склапакет енергозберігаючий 2-камерний, профіль 5-тикамерний, без підвіконника з відливом. Колір згідно паспорту опорядження фасадів та відомості заповнення віконних та дверних прорізів. У вікнах та віконних блоках передбачити верхній добірний профіль висотою до 100мм. поверхньому контуру рами та нижній підставочний профіль висотою до 30мм. по нижньому контуру рами. Детальна інформація щодо віконних та дверних блоків відображена у табл 4.3.





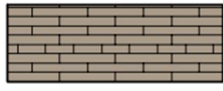


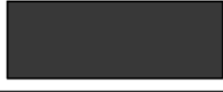
Таблиця 4.3 – Відомість заповнення прорізів

Поз.	Позначення	Найменування	К-сть.	Площа, м ²	Примітки
В-01	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В.ПОСП 19,4-8,4 ФР. Ш Л / А1-А-А-А-А-А	1	1,63	
В-02	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В.ПОСП 19,4-8,4 ФР. Ш П / А1-А-А-А-А-А	3	4,89	
В-03	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В.ПОСП 19,4-9,4 ФР. І Л / А1-А-А-А-А-А	11	20,02	
В-04	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В.ПОСП 19,4-9,4 ФР. І П / А1-А-А-А-А-А	6	10,92	
В-05	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В.ПОСП 19,4-20,4 Ш . / А1-А-А-А-А-А	4	15,84	
В-06	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В.ПОСП 28,4-8,4 ФР. Ш Л / А1-А-А-А-А-А	14	33,46	
В-07	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В.ПОСП 28,4-8,4 ФР. Ш П / А1-А-А-А-А-А	9	21,51	
В-08	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В.ПОСП 28,4-9,4 ФР. І Л / А1-А-А-А-А-А	26	69,42	
В-09	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В.ПОСП 28,4-9,4 ФР. І П / А1-А-А-А-А-А	23	61,41	
В-10	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В.ПОСП 28,4-12,4 ФР. І . / А1-А-А-А-А-А	6	21,12	
В-11	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	В.ПОСП 28,4-20,4 ФР. І . / А1-А-А-А-А-А	17	98,43	

4.1.5 Зовнішнє та внутрішнє оздоблення

Облицювання зовнішніх стін - мінеральна фасадна штукатурка з гладкою фактурою з подальшим пофарбуванням; алюмінієві композитні панелі. Детальна інформація щодо матеріалів, які використовуються для оздоблення фасадів відображено в відомості опорядження фасадів (табл.4.4).

Таблиця 4.4 – Відомість опорядження фасадів

Поз. марк.	Елемент фасаду.	Матеріал оздоблення	Ескіз	№ кольору	Площа, м ²
1	Зовнішні стіни	Вентильований фасад з гранітних панелей		---	0,00
2	Зовнішні стіни	Декоративна фасадна штукатурка		Tundra 1	0,00
3	Зовнішні стіни	Декоративна фасадна штукатурка		Nebraska 5	0,00
4	Зовнішні стіни	Мідний лист з фальцевим з'єднанням		---	0,00
5	Цоколь. Зовнішні стіни	Фасадна плитка під цеглу		---	0,00
6	Вікна, двері	Металопластикові з ламінацією		RAL 7016 (антрацит)	0,00
7	Фасадна система	Алюмінієві з ламінацією		RAL 7016 (антрацит)	0,00
8	Огородження балконів	Металебе з фарбуванням		RAL 7016 (антрацит)	0,00

Внутрішнє оздоблення передбачити наступне :

- в санвузлах – штукатурені стіни , керамічна плитка на підлозі;
- в коридорах та інших приміщеннях – гіпсова штукатурка,;
- в торгових приміщеннях та офісах застосовуються скляні перегородки та поштукатурені перегородки;
- зовнішні коридори та сходові клітки – водоемульсійна фарба;

- оздоблення стелі в коридорах та інших приміщеннях– без оздоблення;
- оздоблення стелі в зовнішніх коридорах та сходових клітках- водоемульсійна фарба по ґрунтовці.

Оздоблення приміщень та використання оздоблювальних матеріалів в приміщеннях загального користування виконати в повному обсязі згідно санітарних та пожежних норм.

4.1.6 Інженерне обладнання

4.1.6.1. Опалення

Теплові навантаження покриваються встановленням настінного електричного одноконтурного котла Protherm "Скат-28" потужністю 28,0 кВт, марки Protherm (Словатчина). Система теплопостачання закрита, двотрубна. Споживачі тепла: система радіаторного опалення 75-0°C. Радіатори сталеві панельні марки Purmo типу Compact (Польща), з боковим підключенням, регулювання радіаторів виконується за допомогою автоматичних терморегуляторів фірми Herz.4 Трубопроводи опалення запроектовані із поліпропіленових KAN PP20 Stabi Al труб системи KAN-therm. Джерело опалення офісних приміщень є інвенторні кондиціонери спліт-системи" на базі кондиціонерів Neoclima ALASKA inv. (-25°C) NS/NU-12АНТІ (3,85 кВт) а в приміщенні магазину касетних кондиціонерів NTSI24EH1 (-23°C).

4.1.6.2. Водопостачання

Водопостачання здійснюється від зовнішніх водопровідних мереж (проект розроблюється окремо). Для обліку води на вводі в офісний центр влаштований загальнобудинковий лічильник холодної води Sensus 420 Q3 6,3 DN 25, крім того запроектовані лічильники окремо для комерційного обліку на кожному поверсі Sensus ResidiaJet Qn 1,5Dy15. Ввід холодної води- Ø63x3,8ПЕ. Внутрішня система водопроводу тупикова. Система водопроводу запроектована з поліпропіленових труб PP-R PN20 методом

дифузійного з'єднання фірми KAN (Польща), $\varnothing 20 - \varnothing 63$ мм. по ДСТУ Б В.2.7-93-2000. Стояки водопостачання запроектовані приховано вкоробах або нішах, розвідні трубопроводи запроектовані приховано. Трубопроводи гарячої та холодної води прокладаються в тепловій ізоляції CLIMAFLEX $b=6$ мм.

4.1.6.4. Каналізація

Випуск каналізації здійснюється в запроектовану індивідуальну мережу госп.-побут. каналізації будинку. Мережа побутової каналізації монтується з труб ПВХ $D_u=100-50$ мм по ДСТУ Б В.2.5-32:2007. Система каналізації запроектована з випуском в колодязь. Побутова каналізація здійснює відвід стоків від санузлів в зовнішні мережі водовідведення. Мережі внутрішньої безнапірної каналізації прокладаються приховано в шробах стін таконструкції підлоги під опорядженням. Прокладка стояків передбачена скрито в шахтах. Система обладнується ревізіями та прочистками в відповідності до ДБН В2.5-64:2012.

4.1.6.4. Вентиляція

Витяжка повітря в офісних приміщеннях вирішується через внутрішні збірні вентиляційні канали санвузлів та офісних приміщень. Повітря видаляється з верхньої зони приміщень з допомогою решіток, повітропроводів. Приплив свіжого повітря з природнім спонуканням в об'ємі 1-кратного повітрообміну прийнятий за рахунок мікроревіляції вікон. Повітрообмін розрахований згідно з чинними нормами [71], які передбачають забезпечення розрахункових витрат повітря загальнообмінними системами на асиміляцію надлишків шкідливих речовин.

4.1.6.5. Електропостачання

Для внутрішнього електропостачання вибрано наступне щитове обладнання: - Ввідно-розподільчі пристрої ВРП (індивідуальне виготовлення, комплектація згідно приведених схем) для вводу та обліку електроенергії від електропередавальної організації.- Щити освітлення ЩО (індивідуальне виготовлення, комплектація згідно приведених схем) для

управління та обліку загально будикового освітлення.- Щити поверхові ЩП встановлюються в ніші на сходових майданчиках. Щити ЩП приєднуються до магістрального проводу без розрізання останнього за допомогою відгалужувальних затискачів. У щитах поверхових встановлюються електронні лічильники NIK і ввідні автоматичні вимикачі.- У офісах передбачена установка щитків ЩФ, в них здійснюється захист групових ліній офісів (індивідуальне виготовлення, комплектація згідно приведених схем).- Щити силові ЩС (індивідуальне виготовлення, комплектація згідно приведених схем) для електропостачання обладнання водомірного вузла.- Щити розподільчі ЩР (індивідуальне виготовлення, комплектація згідно приведених схем) для електропостачання існуючих вбудованих приміщень. Для підключення переносного обладнання в електрощитовій, встановлюються ящики з безпечним розділюючим трансформатором ЯТП-0,25 220/12 Облік електроенергії Проектом передбачаються наступні види обліку витрати електроенергії:- облік на ввідно -розподільчому пристрої (загальний облік);- облік на загальнобудинкові споживачі (освітлення сходових кліток, коридорів, живлення водомірного вузла ліфт, опалення сходових кліток, протипожежні пристрої);- облік по офісах.- облік на нежитлові комерційні приміщення. На кожному приєднанні 0,4/0,22 кВ , що знаходяться в місцях вказаних вище облік активної і реактивної енергії з використанням багатофункціональних лічильників типу NIK2303, NIK2104 (обладнані модулем PLC для передачі даних по силовим проводам) та підключенням їх до АСКОЕ ОСП/ОСР.Для організації мережі збору даних PLC використовується маршрутизатор/контроллер (шафа ШАФИ АСКОЕ«ПОБУТ-PLC2»), встановлений в ТП.Для підключення лічильників застосувати:- колодки підключення NIK КП-25 , з можливістю опломбування для лічильників трансформаторного включення, та підводом до них струмових кіл.- колодки підключення NIK КП-125 , з можливістю опломбування , або колодка лічильника для

лічильників прямого включення. Зазначені на схемах зони опломбування забезпечується фальш-панеллю ввідної секції ВРУ, або передбачені заводською конструкцією щита.

Розподільчі мережі Розподільчі силові мережі виконуються мідним 3-х L, N, PE - провідниками) і 5-ти (L1, L2, L3, N, PE - провідниками) жилними не підтримуючими горіння кабелями з помірним димовиділенням ВВГнгд, та проводом ПВЗнгд-1, та вогнестійким кабелем (N)НХН FE180/E90. Розподільчі силові мережі вибрані у відповідності з ПУЕ по умові допустимого нагріву, втрат напруги, і відповідності прийнятих січень струмам апаратів захисту.

4.1.7 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін

Проектування теплоізоляційної оболонки будівлі, здійснено із застосуванням теплоізоляційних матеріалів зі строком ефективної експлуатації, які відповідають вимогам ДСТУ Б В.2.6-189, ДСТУ Б В.2.7-182. Розрахункові кліматичні та теплоенергетичні параметри для розрахунків мінімально допустимого значення опору теплопередачі приймаються для I температурної зони України. Розрахункова температура внутрішнього повітря приймається $t_{вн} = 20^{\circ}\text{C}$ $\varphi = 50\%$.

Перший тип (рис 4.1)

- 1) Внутрішнє опорядження стін вапняно-піщаний розчин $\rho = 1600 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_p = 0,81 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$ $\delta = 20 \text{ мм}$.
- 2) Кладка з керамоблоків $\rho = 700 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_p = 0,24 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$ $\delta = 250 \text{ мм}$.
- 3) Утеплювач плити теплоізоляційні мінераловатні, $\rho = 150 \text{ кг/м}^3$ з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_p = 0,05 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$, $\delta = 150 \text{ мм}$.
- 4) Зовнішнє опорядження стін гіпсоперлітовий розчин $\rho = 400 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_p = 0,15 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$, $\delta = 20 \text{ мм}$. $R_{q \text{ min}} = 3,3 \text{ м}^2\cdot\text{К/Вт}$; $\alpha_{в} = 8,7 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{К)}$; $\alpha_{з} = 23 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{К)}$; $\Delta T_{cr} = 4^{\circ}\text{C}$;

$$R_{\Sigma_1} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,81} + \frac{0,25}{0,24} + \frac{0,15}{0,05} + \frac{0,02}{0,15} + \frac{1}{23} = 4,358 \text{ м}\cdot\text{К}/\text{Вт}.$$

$$\Delta T_2 = 20 - 18,75 = 1,25 \text{ }^\circ\text{C}.$$

П

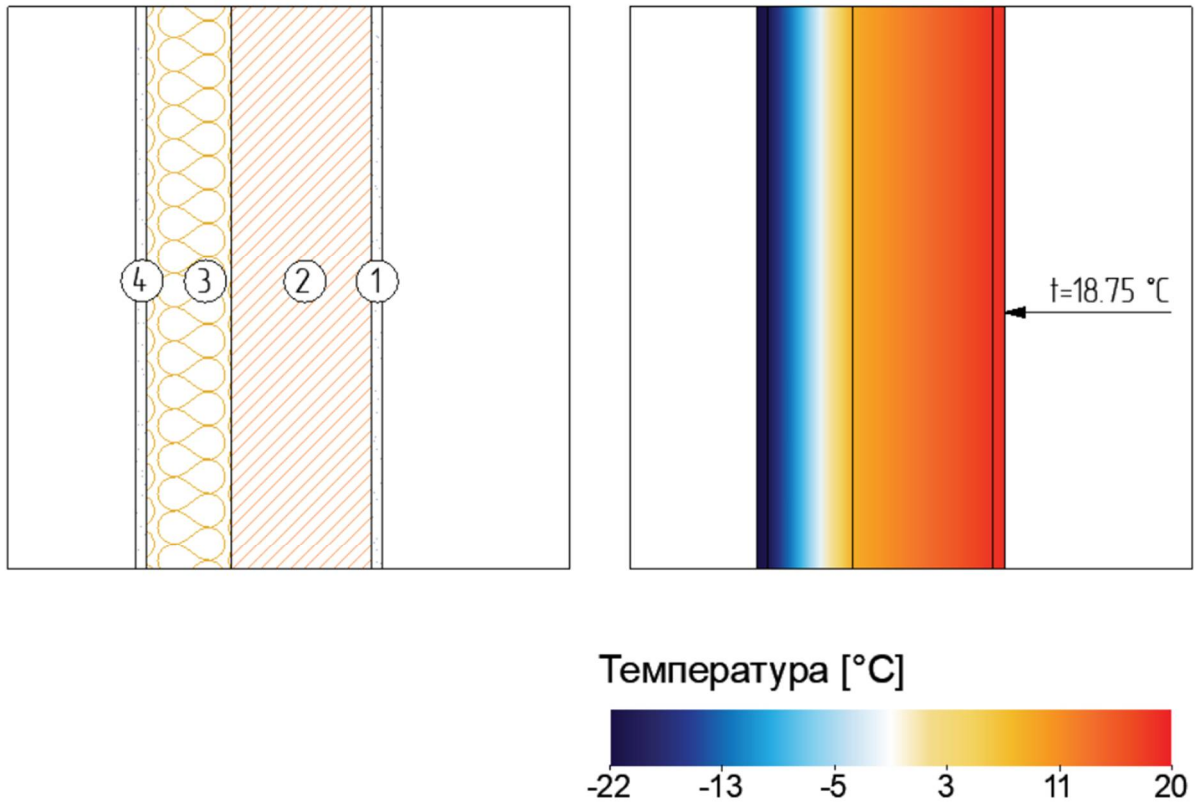


Рисунок 4.1 – Теплоізоляційна оболонка першого типу

Другий тип (рис 4.2)

1) Внутрішнє опорядження стін вапняно-піщаний розчин $\rho = 1600 \text{ кг}/\text{м}^3$, $\lambda_p = 0,81 \text{ Вт}/\text{м}\cdot\text{К}$, $\delta = 20 \text{ мм}$.

2) З/б стіна, $\rho = 2500 \text{ кг}/\text{м}^3$, з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_p = 2,04 \text{ Вт}/\text{м}\cdot\text{К}$,

$\delta = 300 \text{ мм}$.

3) Утеплювач - плити теплоізоляційні з екструдованого пінополістиролу Carbon ECOXPS ТехноНіколь, $\rho = 35 \text{ кг}/\text{м}^3$ з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_p = 0,036 \text{ Вт}/\text{м}\cdot\text{К}$, $\delta = 100 \text{ мм}$.

4) Шар гідроізоляційної мембрани $\rho = 1000 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_p = 0,23 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$,
 $\delta = 5 \text{ мм}$.

$R_{q \text{ min}} = 3,3 \text{ м}^2\cdot\text{К/Вт}$; $\alpha_{в} = 8,7 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{К)}$; $\alpha_{з} = 23 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{К)}$; $\Delta T_{cr} = 4 \text{ }^\circ\text{С}$;

$$R_{\Sigma_3} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,81} + \frac{0,30}{2,04} + \frac{0,10}{0,036} + \frac{0,005}{0,23} + \frac{1}{23} = 3,13 \text{ м}\cdot\text{К/Вт}.$$

$$\Delta T_3 = 20 - 18,8 = 1,2 \text{ }^\circ\text{С}.$$

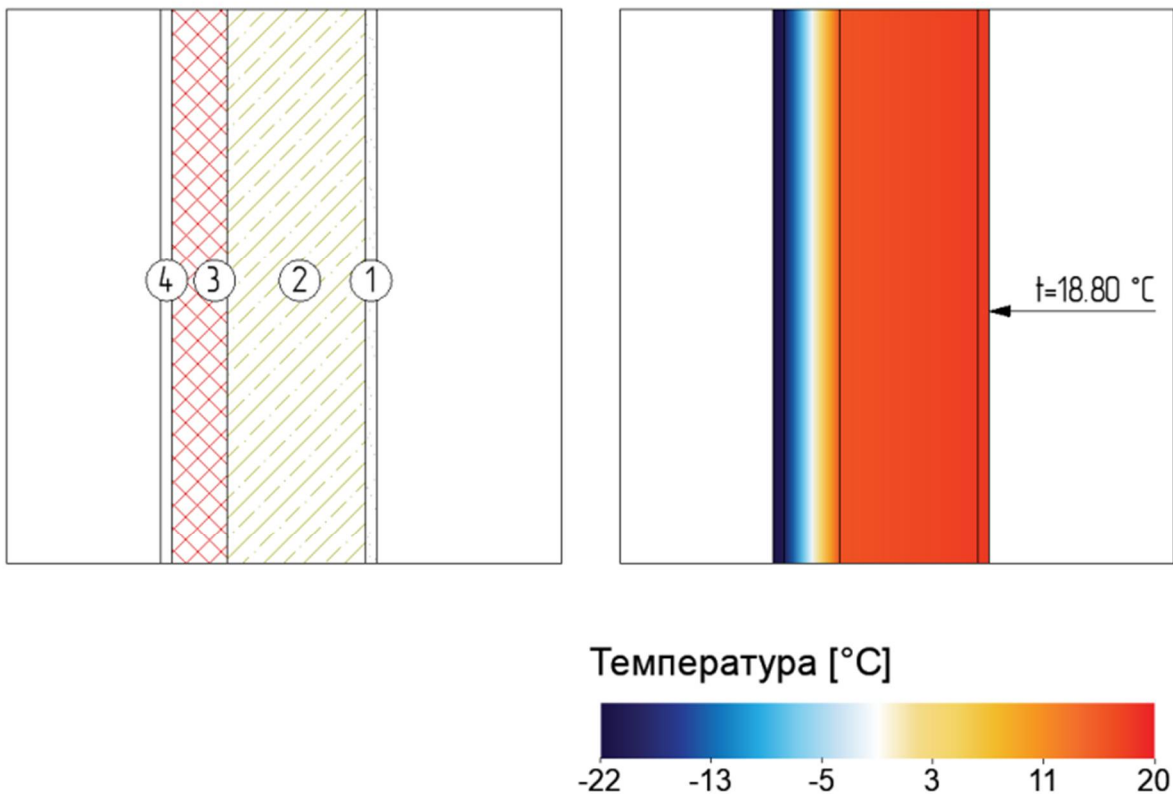


Рисунок 4.2 – Теплоізоляційна оболонка другого типу

Третій тип (рис 4.3)

1) Внутрішнє опорядження стін вапняно-піщаний розчин
 $\rho = 1600 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_p = 0,81 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$ $\delta = 20 \text{ мм}$.

2) Кладка газобетонних блоків Аерос D400 $\rho = 400 \text{ кг/м}^3$,
 $\lambda_p = 0,13 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$ $\delta = 300 \text{ мм}$.

3) Утеплювач плити теплоізоляційні мінераловатні, $\rho = 150 \text{ кг/м}^3$ з
коєфіцієнтом теплопровідності $\lambda_p = 0,05 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$, $\delta = 100 \text{ мм}$.

4) Зовнішнє опорядження стін гіпсоперлітовий розчин $\rho = 400 \text{ кг/м}^3$,
 $\lambda_p = 0,15 \text{ Вт/м}\cdot\text{К}$, $\delta = 20 \text{ мм}$. $R_{q \text{ min}} = 3,3 \text{ м}^2\cdot\text{К/Вт}$; $\alpha_v = 8,7 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{К)}$;
 $\alpha_z = 23 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{К)}$; $\Delta T_{cr} = 4 \text{ }^\circ\text{С}$;

$$R_{\Sigma_6} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,81} + \frac{0,30}{0,13} + \frac{0,10}{0,05} + \frac{0,02}{0,15} + \frac{1}{23} = 4,49 \text{ м}\cdot\text{К/Вт}.$$

$$\Delta T_6 = 20 - 17,50 = 2,50 \text{ }^\circ\text{С}.$$

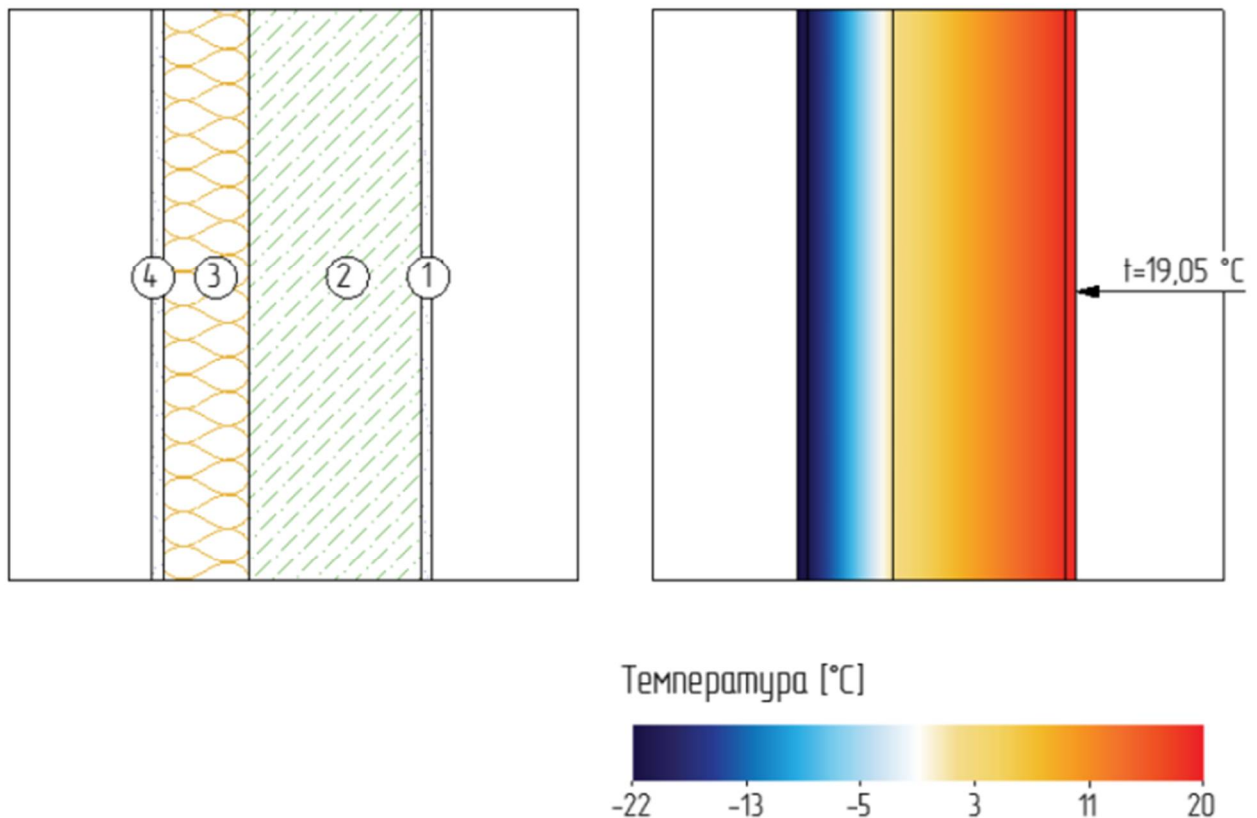


Рисунок 4.3 – Теплоізоляційна оболонка третього типу

4.2 Основи та фундаменти

4.2.1 Аналіз інженерно-геологічних і гідрологічних умов ділянки будівництва

Територія вишукувань розташована в області помірно континентального типу клімату. Зима м'яка, з частими відлигами, літо тепле. Середньорічна температура повітря складає $+7,2^\circ\text{С}$, річна кількість опадів 660 - 680мм, з температурним режимом тісно пов'язані строки і тривалість промерзання ґрунту. Стійке промерзання ґрунту пересічно

триває 30-100 днів. Глибина його в середньому досягає 60 см, найбільша 100-110 см. В геоморфологічному відношенні ділянка запроектованого будівництва знаходиться в межах Рівненського лесового плато. Рельєф ділянки пологий, техногенно сформований при забудові та благоустрої навколишньої території. Відмітки поверхні землі в межах ділянки змінюються від 217,5 до 219,5 м. В геологічній будові на розвідану глибину приймають участь четвертинні відклади еолово-делювіального та алювіально-делювіального генезису, представлені глинистими ґрунтами різної консистенції - інженерно-геологічні елементи (ІГЕ)-3-8. З поверхні дані ґрунти перекриті насипним (ІГЕ-1) та ґрунтово-рослинним шаром (ІГЕ-2) загальною потужністю від 1,6 до 2,8м. За результатами розвідувального буріння та на основі ДСТУ Б В.2.1-5.96 ґрунтовий масив розподілено на вісім інженерно-геологічних елементів (рис.4.4, табл. 4.5). Ґрунтові води на розвідану глибину на час проведення робіт свердловинами не зустрінуті.(рис 4.4). Категорія складності інженерно-геологічних умов згідно ДБН А 2.1-1-2014 (додаток Ж) – друга (середньої складності).

Таблиця 4.5 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Індекс генезису	Вік ґрунту	Літологічний розріз ґрунту Номер інженерно-геологічного елементу	Номенклатурна назва ґрунту (згідно ДСТУ Б В.2.1-96)	Нормативні значення							Розрахункові значення							Додаткові дані				
				Природна вологість	Число пластичності	Межа розкатування	Показник текучості	Коефіцієнт пористості	Ступінь вологості	Шільність	Модуль деформації	Питома вага		Питома зчленення		Кут внутрішнього тертя		Відносний вміст органічних речовин	Розрахунковий опір ґрунту	Коефіцієнт консолідації	Коефіцієнт фільтрації	Порядковий номер ґрунту по табл. ДБН Д.2.2.4-99
				W	I _p	W _p	I _L	ε	S _r	ρ	E	γ _{II}	γ _I	c _{II}	c _I	φ _{II}	φ _I	I _{om}	R ₀	C _v	K _φ	
				Частки одиниць							г/см ³	МПа	кН/м ³	кПа	градус		%	кПа	см ² /сек	м/добу		
t		②	Насипний ґрунт - чорнозем, супісок з домішками будівельного сміття, незлежаний, темно-сірий							1,70												26-A
e	Q _{IV}	③	ґрунтово-рослинний шар-суглинок сладоземцований, чорний							1,60												9-A
vd	Q _{IV}	③	Супісок твердий, лесобілий, просідний, низькопористий, карбонатний, жовтувато-сірий	0,15 0,23	0,06	0,18	<0 0,83	0,77	0,52 0,80	1,75 1,87	15 10	17,3 18,5	17,1 18,3	10	7	20	17				36-B	
		④	Супісок твердий, лесобілий, низькопористий, карбонатний, жовтувато-сірий	0,16 0,20	0,06	0,18	<0 0,33	0,67	0,64 0,80	1,87 1,93	12	18,5 19,1	18,3 18,9	12	8	23	20				36-B	
ad	Q _{IV}	⑤	Супісок пластичний, лесобілий, низькопористий, сладо-озалішений, жовтувато-сірий	0,20 0,21	0,06	0,18	0,33 0,50	0,70	0,77 0,80	0,90 1,91	12	18,8 18,9	18,6 18,7	12	8	22	19				36-A	
		⑥	Суглинок напівтвердий, (похобаний ґрунт), комкуватий, коричневий, жовтувато-коричневий	0,22	0,10	0,20	0,20	0,72	0,83	1,92	18	19,0	18,8	27	18	23	20					35-A
ad	Q _{IV}	⑦	Супісок твердий, озалішений з тонкими лізами піску пилуватого, жовтий, коричневатого-жовтий	0,16 0,19	0,07	0,18	<0 0,14	0,64	0,67 0,80	1,90 1,95	14	18,8 19,3	18,6 19,1	13	9	24	21				36-B	
		⑧	Супісок твердий, озалішений з просячками суглинку напівтвердого, сірий, жовтувато-сірий	0,17 0,19	0,07	0,18	<0 0,14	0,63	0,73 0,80	1,93 1,96	15	19,1 19,4	18,9 19,2	13	9	24	21				36-B	

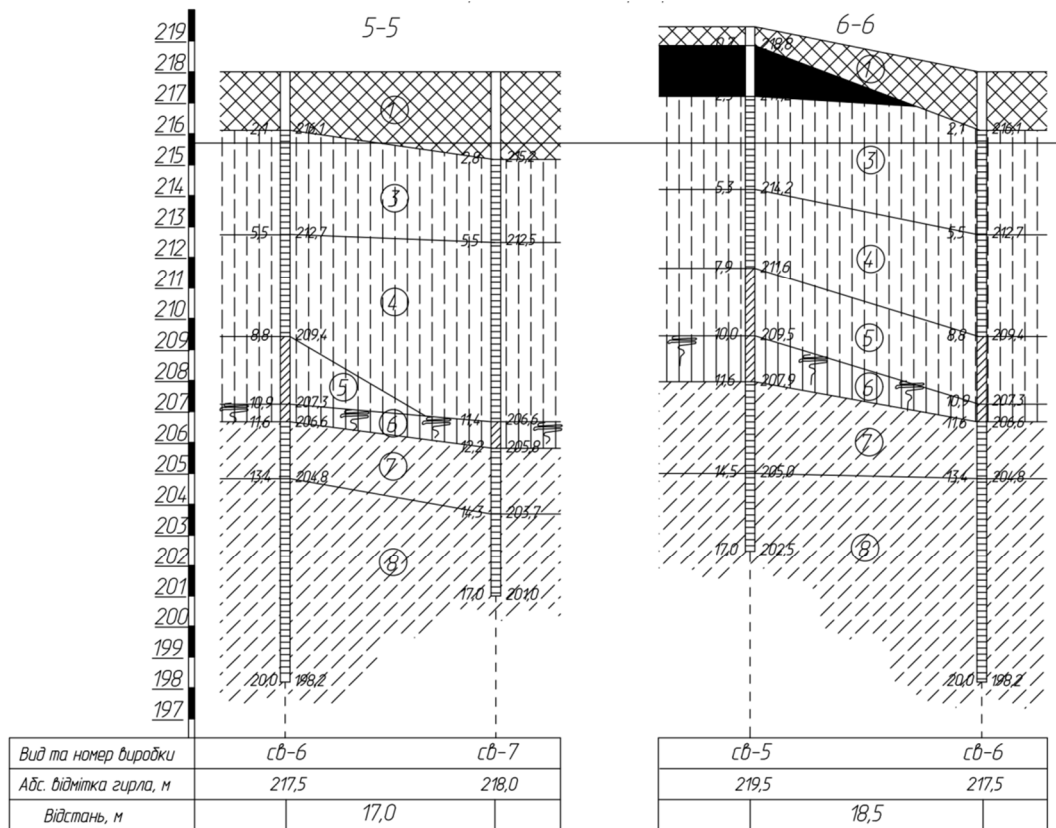


Рисунок 4.4 – Інженерно-геологічні розрізи за даними геологічних вишукувань

Таблиця 4.6 – Результати лабораторних випробувань глинистих ґрунтів

Найменування та номер свердловини	Глибина відбору, м	Природна вологість	Вологість на межі текучості	Вологість на межі пластичності	Число пластичності	Показник текучості	Щільність частинок	Щільність ґрунту	Щільність сухого ґрунту	Коефіцієнт пористості	Ступінь вологості
		W	W_L	W_p	I_p	I_L	ρ	ρ_o	$\rho_{ск}$	ε	S_r
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
ІГЕ-3-Супісок твердий, просідний											
св-1	3,0	0,13	0,24	0,18	0,06	<0	2,69	1,70	1,50	0,79	0,44
св-1	4,0	0,15	0,23	0,17	0,06	<0	2,69	1,76	1,53	0,76	0,53
св-3	2,5	0,13	0,23	0,18	0,05	<0	2,69	1,75	1,55	0,74	0,47
св-3	3,5	0,14	0,24	0,19	0,05	<0	2,69	1,76	1,54	0,75	0,50
св-3	4,6	0,16	0,24	0,17	0,07	<0	2,69	1,76	1,52	0,77	0,56
св-4	5,0	0,16	0,24	0,18	0,06	<0	2,69	1,78	1,53	0,76	0,57
св-6	2,6	0,14	0,22	0,17	0,05	<0	2,69	1,71	1,50	0,79	0,48
св-6	4,0	0,16	0,24	0,18	0,06	<0	2,69	1,75	1,51	0,78	0,55

Продовження таблиці 4.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
св-6	5,0	0,17	0,25	0,18	0,07	<0	2,69	1,77	1,51	0,78	0,59
	A	0,15	0,24	0,18	0,06	<0	2,69	1,75	1,52	0,77	0,52
ІГЕ-4-Супісок твердий											
св-1	6,2	0,16	0,23	0,17	0,06	<0	2,69	1,84	1,59	0,69	0,62
св-3	5,7	0,16	0,24	0,18	0,06	<0	2,69	1,82	1,57	0,71	0,61
св-3	6,5	0,17	0,25	0,18	0,07	<0	2,69	1,91	1,63	0,65	0,70
св-3	7,0	0,16	0,25	0,19	0,06	<0	2,69	1,87	1,61	0,67	0,64
св-4	6,0	0,17	0,25	0,18	0,07	<0	2,69	1,89	1,62	0,66	0,69
св-6	6,0	0,15	0,22	0,17	0,05	<0	2,69	1,91	1,66	0,62	0,62
св-6	7,0	0,17	0,25	0,19	0,06	<0	2,69	1,87	1,60	0,68	0,67
св-6	8,0	0,17	0,24	0,19	0,05	<0	2,69	1,89	1,62	0,66	0,69
	A	0,16	0,24	0,18	0,06	<0	2,69	1,87	1,61	0,67	0,64
ІГЕ-5-Супісок пластичний											
св-1	7,0	0,19	0,24	0,17	0,07	0,29	2,69	1,91	1,61	0,67	0,76
св-5	7,8	0,20	0,24	0,18	0,06	0,33					
св-5	8,1	0,19	0,22	0,17	0,05	0,40	2,69	1,85	1,55	0,74	0,72
св-6	9,0	0,20	0,24	0,18	0,06	0,33	2,69	1,87	1,56	0,72	0,75
св-6	10,0	0,21	0,24	0,18	0,07	0,43	2,69	1,93	1,60	0,68	0,83
	A	0,20	0,24	0,18	0,06	0,33	2,69	1,90	1,58	0,70	0,77
ІГЕ-6-Суглинок тугопластичний (похований ґрунт)											
св-2	9,2	0,22	0,30	0,20	0,10	0,20	2,70	1,95	1,60	0,69	0,86
св-3	7,9	0,21	0,29	0,19	0,10	0,20	2,70	1,90	1,57	0,72	0,79
св-3	8,3	0,23	0,30	0,21	0,09	0,22	2,70	1,89	1,54	0,75	0,83
св-5	10,3	0,22	0,31	0,20	0,11	0,18					
св-5	10,5	0,21	0,28	0,20	0,08	0,13	2,70	1,89	1,56	0,73	0,78
св-5	11,8	0,20	0,28	0,19	0,09	0,11	2,70	1,90	1,58	0,71	0,76
св-5	12,2	0,22	0,30	0,20	0,10	0,20	2,70	1,88	1,54	0,75	0,79
св-6	11,1	0,21	0,29	0,19	0,10	0,20	2,70	1,91	1,58	0,71	0,80
	A	0,22	0,30	0,20	0,10	0,20	2,70	1,92	1,57	0,72	0,83
ІГЕ-7-Супісок твердий											
св-1	9,0	0,18	0,26	0,19	0,07	<0	2,69	1,88	1,59	0,69	0,70
св-1	10,2	0,16	0,25	0,18	0,07	<0	2,69	1,90	1,64	0,64	0,67
св-1	11,0	0,17	0,25	0,19	0,06	<0	2,69	1,97	1,68	0,60	0,76
св-1	12,0	0,17	0,26	0,19	0,07	<0	2,69	1,91	1,63	0,65	0,70
св-2	10,0	0,15	0,24	0,18	0,06	<0	2,69	1,90	1,65	0,63	0,64
св-2	11,0	0,14	0,24	0,17	0,07	<0	2,69	1,89	1,66	0,62	0,61
св-2	12,0	0,15	0,23	0,17	0,06	<0	2,69	1,86	1,62	0,66	0,61
св-3	9,5	0,15	0,22	0,17	0,05	<0	2,69	1,85	1,61	0,67	0,60
св-3	10,2	0,16	0,24	0,18	0,06	<0	2,69	1,89	1,63	0,65	0,66
св-3	12,0	0,16	0,24	0,18	0,06	<0	2,69	1,90	1,64	0,64	0,67
св-3	13,0	0,16	0,26	0,19	0,07	<0	2,69	1,87	1,61	0,67	0,64
св-4	10,2	0,18	0,27	0,20	0,07	<0					

Продовження таблиці 4.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
св-5	12,9	0,17	0,26	0,19	0,07	<0	2,69	1,89	1,62	0,66	0,69
св-6	11,9	0,17	0,25	0,18	0,07	<0	2,69	1,91	1,63	0,65	0,70
св-6	12,1	0,18	0,27	0,20	0,07	<0	2,69	1,94	1,64	0,64	0,76
	A	0,16	0,25	0,18	0,07	<0	2,69	1,90	1,64	0,64	0,67
ІГЕ-8-Супісок твердий											
св-6	15,0	0,15	0,24	0,17	0,07	<0	2,69	1,87	1,63	0,65	0,62
св-6	15,2	0,16	0,23	0,18	0,05	<0	2,69	1,93	1,66	0,62	0,69
св-6	16,0	0,16	0,25	0,19	0,06	<0	2,69	1,95	1,68	0,60	0,72
св-6	17,0	0,17	0,25	0,18	0,07	<0	2,69	1,91	1,63	0,65	0,80
св-6	17,3	0,18	0,24	0,18	0,06	<0	2,69	1,94	1,64	0,64	0,76
св-6	18,0	0,17	0,26	0,19	0,07	<0	2,69	1,97	1,68	0,60	0,76
	A	0,17	0,25	0,18	0,07	<0	2,69	1,93	1,65	0,63	0,73

4.2.2 Визначення навантаження на фундамент

4.2.2.1 Навантаження на конструкції

Збір навантажень виконується згідно ДБН В.2.6-31:2006 , ДБН В.1.2-2:2006 та ДСТУ-Н EN 1991-1-1:2010.

Навантаження від ваги конструкції та ґрунтів

Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій та ґрунтів приймається таким, що дорівнює характеристичному.

Граничне розрахункове значення ваги конструкцій та ґрунтів визначається множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} , наведений у табл 4.7. Коефіцієнти надійності за навантаженням для експлуатаційного γ_{fe} і квазіпостійного γ_{fp} значень слід приймати такими, що дорівнюють 1,0.

Вага ґрунту що діє на стіни підвалу

$$20 \cdot 3,3 \cdot 1,0 = 66 \text{ кНм.}$$

Навантаження від устаткування, людей, тварин та ін.

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_{fm} для рівномірно розподілених навантажень слід приймати:

1,3 – при характеристичному значенні менш ніж 2,0 кПа (200 кгс/м²);

1,2 – при характеристичному значенні 2,0 кПа (200 кгс/ м²) і більше

Таблиця 4.7 – Характеристичні значення коефіцієнтів надійності

Конструкції споруд та вид ґрунтів	γ_{fm}
Конструкції	
металеві, у яких зусилля від власної ваги: менші 50 %	1,05 (0,95)
дорівнюють або перевищують 50 %	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною понад 1600 кг/м ³), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною 1600 кг/м ³ і менше), ізоляційні, вирівнювальні та опоряджувальні шари (плити, матеріали у рулонах, засипки, стяжки тощо), виконані: у заводських умовах	1,20 (0,90)
на будівельному майданчику	1,30 (0,90)
Ґрунти: у природному заляганні	1,10 (0,90)
насіпні	1,15 (0,90)

Таблиця 4.8 – Характеристичні значення навантажень

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
2 Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення установ освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, вбиральні) промислових підприємств і громадських будівель і споруд	2,0 (200)	0,85 (85)

Навантаження від перекриття

Навантаження від перекриття збирається на 1м² площі від несучої плити перекриття зібрано в таблицю 4.9.

Вага перегородок 150кг/м².

Снігове навантаження

Снігове навантаження визначаємо відповідно до п. 8 [66].

Таблиця 4.9 – Збір навантаження на плиту перекриття

		Вага покрівлі				
1	— —	2 шари руберойду на мастиці (0.004+0.002)*2=0.012м	0.0 7	0.0 7	1. 3	0.0 9
	— —	цементно -піщана стяжка з ухилом 0..0.3м	0.8 0	0.8 0	1. 3	1.0 4
	— —	мінераловатні плити 0.1м (175кг/м3)	0.1 8	0.0 2	1. 2	0.2 1
	— —	мінераловатні плити 0.15м (100кг/м3)	0.1 5	0.0 2	1. 2	0.1 8
	— —	штукатурка гіпсова 0.01м	0.3 0	0.3 0	1. 1	0.3 3
			Всього на 1м2, Σ		1.5 0	1.8 5
		Вага перекриття (від 1 до 2.)				
2	— —	керамічна плитка на клеючій основі 0.01м	0.2	0.2	1. 2	0.2 4
	— —	цементно -піщана стяжка 0.05м	0.8	0.8	1. 3	1.0 4
	— —	шар руберойду 0.004м	0.0 2	0.0 2	1. 2	0.0 3
	-	Екструдований пінополістирол	0,0 1	0,0 1	1, 2	0,0 1
	— —	штукатурка гіпсова 0.02м	0.1 5	0.1 5	1. 3	0.2 0
			Всього на 1м2, Σ		1.1 8	1,5 2
		Вага стіни 1 поверху				
3	— —	Газобетонні блоки	4.9 5	4.9 5	1. 1	5.4 5
	— —	цементно -піщана штукатурка (0.02+0.01=0.03м)	1.5 8	1.5 8	1. 3	2.0 6
	— —	мінераловатні плити 0.15м	0.8 9	0.8 9	1. 2	1.0 7
			Всього на 1м.п., Σ		7.4 3	8.5 7

Граничне розрахункове значення навантаження від снігу обчислюємо за формулою

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,14 \cdot 1,32 \cdot 1,0 = 1,51 \text{ кПа},$$

де $S_0 = 1,32$ кПа – характеристичне значення снігового навантаження для м. Рівне;

$\gamma_{fm} = 1,14$ – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням згідно п. 8.11 [66];

C – коефіцієнт, що визначається за формулою

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,0,$$

де $\mu = 1,0$ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю (додаток Ж, схема [66]);

$C_e = 1,0$ – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі (п. 8.9 [66]);

$C_{alt} = 1,0$ – коефіцієнт географічної висоти (п. 8.10 [66]).

Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження

$$S_p = (0,4 \cdot S_0 - \bar{S}) \cdot C = (0,4 \cdot 1,32 - 0,16) \cdot 1,0 = 0,37 \text{ кПа},$$

де $\bar{S} = 0,16$ кПа.

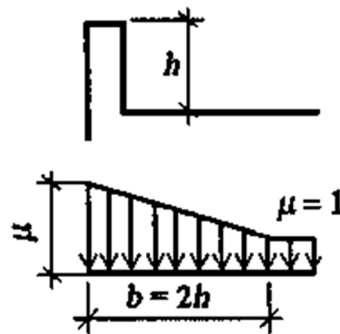


Рисунок 4.5 - Снігове навантаження біля парапетів

$$\mu = \frac{2 \cdot h}{S_0} = \frac{2 \cdot 1,2}{1,32} = 1,8$$

$$b = 2 \cdot h = 2 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ м.}$$

Граничне розрахункове значення навантаження від снігу обчислюємо за формулою

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,14 \cdot 1,32 \cdot 1,8 = 2,7 \text{ кПа},$$

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,8.$$

Вітрове навантаження визначаємо відповідно до п. 9 [66].

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження на крайню колону визначаємо за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C \cdot \gamma_n,$$

де $W_0 = 0,52$ кПа – характеристичне значення вітрового тиску згідно додатку Е [66];

$$\gamma_{fm} = 1,14 \text{ п. 9.14 [66].}$$

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d,$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, який згідно додатку І [66] для навітряних поверхонь (активний тиск) $C_e = +0,8$, для завітряних поверхонь (відсос) $C_e = -0,3$;

$C_{alt} = 1,0$ – коефіцієнт географічної висоти (п. 9.10 ДБН В.1.2-2:2006).

$C_{rel} = 1,0$ – коефіцієнт рельєфу, що враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного майданчика (п. 9.11 [66]);

$C_{dir} = 1,0$ – коефіцієнт напрямку, що враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру (п. 9.12 [66]

$C_d = 1,0$ – коефіцієнт динамічності, що враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду

(п. 9.13 [66]);

C_h – коефіцієнт висоти споруди, згідно табл. 9.01 змін №1 до [66] для IV типу місцевості:

$$C_1 = 0,8 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,48,$$

$$W_{m1} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 0,48 \cdot 0,95 \cdot 3,3 = 0,89 \text{ кПа,}$$

$$C_2 = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,8,$$

$$W_{m2} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 0,8 \cdot 0,95 \cdot 2,9 = 1,31 \text{ кПа,}$$

Визначаємо тиск вітру із завітряної сторони:

$$C^*_1 = 0,3 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,18,$$

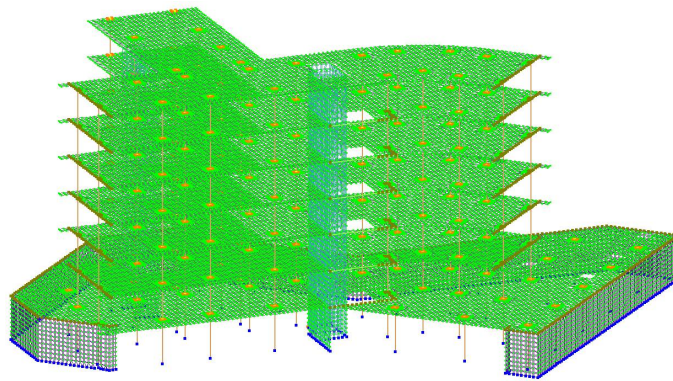
$$W^*_{m1} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 0,18 \cdot 0,95 \cdot 3,3 = 0,34 \text{ кПа,}$$

$$C^*_2 = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,30,$$

$$W^*_{m2} = 1,14 \cdot 0,52 \cdot 0,3 \cdot 0,95 \cdot 2,9 = 0,49 \text{ кПа,}$$

Компонування каркасу будівлі виконано у ПК «ЛИРА-САПР 2016 R3» рис. 4.6.

Собственный вес



x

Рисунок 4.6 – Розрахункова схема будівлі

Расчетные сочетания нагрузок

Номер таблицы РСН: 1 Имя таблицы РСН: ДБН В.1.2-2:2006_1

Определяющие РСН

ДБН В.1.2-2:2006

	N загруз.	Наименование	Вид	Знакоперем.	Взаимоискл.	отношение коэф.	P q / P ch	РСН1	РСН2	РСН3
1	1	Собственный вес	Постоянное(П)	+		1.1	1.0	1.	1.	1.
2	2	Нагрузки от стен	Постоянное(П)	+		1.1	1.0	1.	1.	1.
3	3	Вага балок і сходів	Постоянное(П)	+		1.1	1.0	1.	1.	1.
4	4	Вага від покриття	Постоянное(П)	+		1.1	1.0	1.	1.	1.
5	5	Боковой тиск ґрунту	Постоянное(П)	+		1.1	1.0	1.	1.	1.
6	6	Вага від людей	Кратковременное(К)	+		1.3	.35	0.	1.	0.
7	7	Сінг	Кратковременное(К)	+		2.33	.25	0.	0.	1.
8	8	Навантаження на площі	Кратковременное(К)	+		1.2	.35	0.	0.	0.
9	9	Вітер -Y	Кратковременное(К)	+	1	5.43	.35	0.	0.	0.
10	10	Вітер Y	Кратковременное(К)	+	1	5.43	.35	0.	0.	0.
11	11	Вітер X	Кратковременное(К)	+	1	5.43	.35	0.	0.	0.
12	12	Вітер -X	Кратковременное(К)	+	1	5.43	.35	0.	0.	0.

1 основное
2 основное
Аварийное (С)
Аварийное (б/С)

$\Sigma П + Д + К + (Кр + Т) + М$

Кoeffициенты

Добавить

Рисунок 4.7 – таблиця розрахункових сполучень навантажень в ПК «Лира-САПР 2016»

Таблиця 4.10 - Навантаження на Ростверк РМ-2.0 за результатами розрахунку в ПК «Лира-САПР 2016»

№ элем	№ сечен	Усилия N(Т)	My (Т*М)	Qz (Т)	Qy (Т)	№№ загруж
14	1	-273.24	- 2.265	2.050	0.533	

Отже, на Ростверк РМ-20 передається навантаження на рівні планувальної відмітки :

$$N_1 = -2679,59 \text{ кН}$$

Визначаємо потрібну кількість палей, для конструювання ростверку РМ-20. Приймаємо бурову палу діаметром 420 мм, та довжиною 16 м. Розрахуємо несучу здатність бурової палі (рис.4.8).

Расчет несущей способности свай по основанию

Вид свай	Буронабивные
Вид поперечного сечения свай	круг
Коэффициент условий работы свай в грунте. γ_c	1
Диаметр свай, м	0.42
Площадь поперечного сечения, м ²	0.139
Периметр, поперечного сечения, м	1.319
Длина свай, м	11
Глубина заложения нижнего конца, м	13.5
Коэффициент условий работы грунта под нижним концом. γ_{cR}	1
Вид грунта под нижним концом свай	Супеси
Показатель текучести грунта под нижним концом свай	0.18
Расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай по табл. 7, кПа	1405.00
Коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности. γ_{cf}	0.7

Расчетное сопротивление по боковой поверхности, кПа							
h, м	Z, м	Грунт	IL	IP	e	f, кПа	$f^*h*\gamma_{cf}$
2	3.5	Суглинки	0	0	0.000	0.00	0.00
0.8	4.9	Средние пески	0	0	0.000	0.00	0.00
1.5	6.05	Супеси	0.33	0.06	0.670	38.75	40.69
1.7	7.65	Супеси	0.5	0.06	0.700	25.83	30.73
2	9.5	Супеси	0.14	0.07	0.640	75.50	105.70
2	11.5	Супеси	0.14	0.07	0.640	78.86	157.72
1	13	Супеси	0.14	0.07	0.640	81.32	81.32
0	13.5	Супеси	0.14	0.07	0.640	82.14	0.00
0	13.5	Суглинки	1	0.1	0.700	6.00	0.00
0	13.5	Глины	1	0.2	0.780	6.00	0.00
0	13.5	Глины	0.2	0.21	0.700	69.90	0.00
0	13.5	Глины	0.2	0.21	0.700	69.90	0.00
0	13.5	Глины	0.2	0.21	0.700	69.90	0.00
11		сумма					416.16

Несущая способность свай, кН	743.77
Коэффициент надежности	1.4
Допустимая вертикальная нагрузка на свай, кН	531.26

Рисунок 4.8 – Розрахунок несучої здатності палі по грунту

Потрібна кількість палей на ростверк становить

$$n = \frac{2679.59 \cdot 1.15}{531.36} = 5.79 = 6 \text{ (шт.)}$$

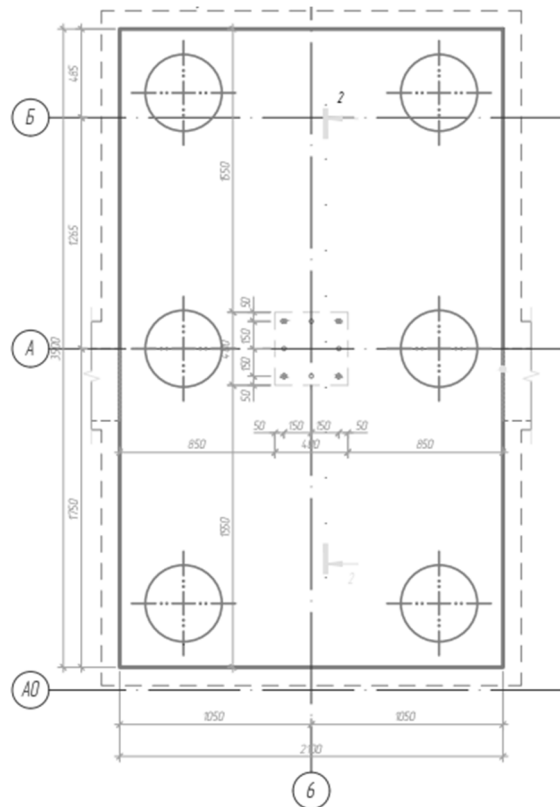


Рисунок 4.9 – Ростверк за традиційним розрахунком

4.3 Проектування пальових куців за результати наукового дослідження

За результатами числового моделювання встановлено, що при шарнірному з'єднанні паль у ростверку частка роботи ростверку складає 20%, що дозволяє знизити кількість паль у ростверку до 5 шт (рис. 4.10).

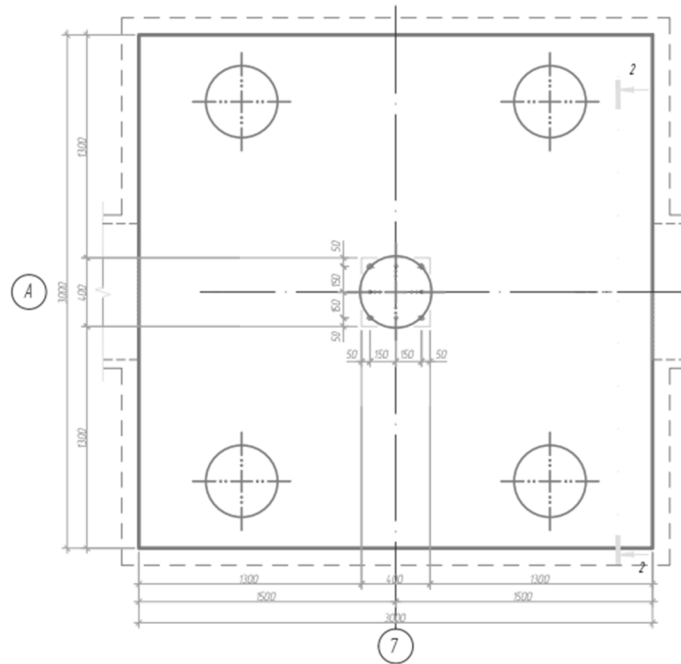


Рисунок 4.10 – Ростверк за результатами наукового дослідження

Висновки до розділу 4

У технічній частині було представлено нове будівництво офісного центру по вул. Корольова в м. Рівне. Конструктивна схема будівлі каркасна, з несучими колонами. Будівля в плані Г - подібна з габаритами 24,00×29,88 м в осях, має 6 надземних поверхів та цокольний поверх. На цокольному поверсі розміщені приміщення магазину непродовольчих товарів. Вхід у будівлю влаштований на першому та цокольному поверсі. З першого по шостий поверхи розміщуються офісні приміщення.

Було запроєктовано кушові пальові фундаменти традиційного рішення і за результатами наукових досліджень.

5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

У цьому розділі магістерської дипломної роботи розробляються заходи з охорони праці в процесі практичної реалізації конструктивних рішень стосовно влаштування фундаменту для будівлі з паркінгом. На будівельно-монтажний персонал, який здійснює влаштування фундаменту, впливають такі шкідливі виробничі фактори [75, 76]:

- фізичні фактори: мікроклімат (температура, вологість, швидкість руху повітря); виробничий шум, інфразвук; вібрація (локальна, загальна); освітлення: природне (недостатність), штучне (недостатня освітленість, прямий і відбитий сліпучий відблиск тощо);

- хімічні фактори: речовини хімічного походження, в основному аерозолі фіброгенної дії (нетоксичний пил, оксид вуглецю);

- фактори трудового процесу: важкість (тяжкість) праці; напруженість праці. Важкість праці характеризується рівнем загальних енергозатрат організму або фізичним динамічним навантаженням, масою вантажу, що піднімається і переміщується, загальною кількістю стереотипних робочих рухів, величиною статичного навантаження, робочою позою, переміщенням у просторі. Напруженість праці характеризують: сенсорні, емоційні навантаження, ступінь монотонності навантажень, режим роботи.

5.1 Технічні рішення з безпечної експлуатації об'єкту

5.1.1 Технічні рішення з безпечної організації робочих місць

Живлення силового обладнання будівельного майданчика, житлового масиву та системи освітлення здійснюється від електричної мережі з заземленою нейтраллю напругою 380 x 220 В з частотою 50 Гц.

Монтаж, демонтаж і переміщення палубних і бурових машин і

устаткування необхідно виконувати відповідно до ПВР бригадою робітників за участю машиніста і його помічника під керівництвом особи, яка відповідає за безпечне виконання цих робіт.

Виконання зазначених робіт забороняється за наявності вітру швидкістю більше ніж 15 м/с, а також під час грози.

На будівельному майданчику, де виконуються роботи з монтажу та демонтажу машин і обладнання, безпека праці повинна бути забезпечена на всіх етапах робіт:

до початку робіт повинні бути визначені і доведені до всіх виконавців робіт значення сигналів та засобів взаємодії, що подаються під час виконання робіт;

заборонено перебування під щоглою бурової установки в період її монтажу або демонтажу;

дозволено виконання робіт тільки вдень і на спланованому майданчику з твердою основою;

металоконструкції повинні бути виставлені на інвентарні опори з використанням дерев'яних підкладок;

всі з'єднання конструкцій повинні бути виконані з використанням передбаченої кількості кріпильних елементів.

Технічний стан палебійних і бурових машин (надійність кріплення вузлів, справність зв'язків і робочих настилів) необхідно перевіряти перед початком кожної зміни.

Перед підніманням конструкцій палебійних чи бурових машин їх елементи необхідно надійно закріпити, а інструмент і незакріплені предмети видалити з цих конструкцій.

Під час піднімання конструкції, зібраної у горизонтальному положенні, необхідно припинити всі інші роботи в радіусі, що дорівнює довжині конструкції плюс 5 м.

Перед початком бурових чи палебійних робіт необхідно перевірити: справність звукових і світлових сигнальних пристроїв;

справність усіх механізмів і металоконструкцій;
справність пристроїв обмеження висоти піднімання вантажозахоплювального органа;
стан канатів для піднімання механізмів;
стан вантажозахоплювальних пристроїв.

Під час роботи палебійних чи бурових машин особи, що безпосередньо не беруть участі у цих роботах, повинні перебувати на відстані не менше ніж 15 м.

Перед початком огляду, змащування або чищення, усунення будь-яких несправностей бурової машини чи копра буровий інструмент чи палебійний механізм повинен бути опущений, поставлений у стійке положення, а двигун вимкнений.

Опускання та піднімання бурового інструменту чи палі виконується після подачі попереджувального сигналу.

Під час піднімання або опускання бурового інструменту забороняється виконувати на копрі чи буровій машині роботи, що не стосуються зазначених процесів.

Піднімання палі (шпунта) і палебійного молота необхідно виконувати окремими гаками. За наявності на копрі тільки одного гака для встановлення палі палебійний молот необхідно зняти з гака і закріпити надійним стопорним болтом.

Під час піднімання палі необхідно запобігати розгойдуванню і крутінню за допомогою роз- чалок.

Однчасне піднімання палебійного молота і палі не допускається.

Палі дозволяється підтягувати по прямій лінії у межах поля зору машиніста копра тільки через відповідний блок, закріплений в основі копра. Забороняється підтягувати копром палі на відстань більше ніж 10 м з відхиленням їх від поздовжньої осі.

Встановлення палі і палебійного устаткування виконується без перерви до повного їх закріплення. Залишати їх у підвішеному стані не

допускається.

Перед різанням забитих у ґрунт паль необхідно вжити заходів, що унеможливають падіння частини палі, що зрізується.

Інженерні мережі та комунікації, що розміщені ближче ніж 2,0 м від свердловини, на період виконання робіт з улаштування паль необхідно відключити.

Встановлення багатосекційних паль, що вдавлюються, необхідно здійснювати за нарядом-допуском.

Виконання цих робіт у зоні інженерних мереж і комунікацій здійснюється з дозволу власників мереж і комунікацій і в присутності інженерно-технічних працівників, які відповідають за їх технічний стан.

Технічний стан установки для забивання паль, надійність кріплення її вузлів необхідно перевіряти перед кожною зміною.

Технічне обслуговування установки виконується під час її встановлення в стійке положення та при вимкненому віброприводі.

Під час забивання, встановлення паль за допомогою віброзанурювача необхідно забезпечити щільне та надійне з'єднання віброзанурювача з наголовником палі, а також вільний стан канатів, що підтримують віброзанурювач.

Віброзанурювач необхідно включати тільки після закріплення його на палі та ослаблення підтримувальних канатів поліспастів. Ослаблений стан канатів поліспастів необхідно зберігати протягом усього часу роботи вібратора.

5.1.2 Електробезпека

Проектування та експлуатація електричних мереж і установок повинна здійснюватися за умови дотримання вимог з їхньої електробезпеки [78, 79].

Технічні рішення щодо запобігання електротравмам під час виконання робіт:

1) Для запобігання електротравм від контакту зі струмопровідними елементами електроустаткування потрібно: розміщувати неізольовані струмопровідні елементи в окремих приміщеннях з обмеженим доступом, у металевих шафах; використовувати засоби орієнтації в електроустаткуванні – написи, таблички, попереджувальні знаки; підвід кабелів до споживачів здійснювати в закритих конструкціях підлоги.

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

3) Електрозахисні засоби захисту

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

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

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

5.2 Технічні рішення з гігієни праці і виробничої санітарії

5.2.1 Мікроклімат

Параметри мікроклімату для робіт категорії важкості Пб в виробничих приміщеннях [101], які монтуються, наведено в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Нормування параметрів мікроклімату на непостійних робочих місцях

Період року	Категорія робіт	Температура, °С	Відносна вологість	Швидкість руху
Теплий	Пб	15-29	70 при 25°С	0,2-0,5
Холодний	Пб	13-23	не більш 75	не більш 0,4

Для забезпечення потрібних за нормативами параметрів мікроклімату проектом передбачено [81]: утеплення фасаду будівлі; встановлення вентиляції приміщень.

5.2.2 Склад повітря робочої зони

В умовах, що розглядаються в роботі, можливим забруднювачем повітря може бути пил нетоксичний [80]. Характерні забруднюючі речовини для виробничого приміщення наведені в таблиці 5.2

Таблиця 5.2 – Характерні забруднюючі речовини для виробничого приміщення

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

Для забезпечення складу повітря робочої зони в роботі передбачені такі рішення [80]: робочі місця, де можливе виділення пилу та, обладнані

вентиляційними пристроями, які повинні бути постійно готовими до роботи; будь-які порушення у системі вентиляції відображаються попереджувальними сигнальними пристроями; механічні вентиляційні установки під час їх роботи не повинні створювати для працівників протягів.

5.2.3 Виробниче освітлення

Штучне освітлення в будівлі запроектоване загальне, освітлення, за якого світильники розміщуються рівномірно у верхній зоні приміщення (загальне рівномірне освітлення). Нормовані значення виробничого освітлення наведені в таблиці 5.3.

Характеристика зорових робіт – середньої точності. Відповідно до ДБН В.2.5-28-2018 розряд зорової роботи IV, підрозряд «г».

Для забезпечення нормованого значення освітлення в проекті передбачено: використання природного та штучного освітлення; штучне освітлення повинне бути рівномірне та достатньо інтенсивне; світло не повинне створювати різких тіней на місцях роботи, значних контрастів між освітленим робочим місцем і навколишньою обстановкою; штучне світло не створює зайвих відблисків у полі зору працівника.

Таблиця 5.3 – Вимоги до освітлення приміщень виробничих підприємств

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

5.2.4 Виробничий шум

Джерелами шуму, що розглядаються в роботі, для працівників є шум будівельних машин і механізмів. Допустимі рівні звукового тиску і рівні звуку для постійного (непостійного) широкосмугового (тонального) шуму наведено в таблиці 5.4

Таблиця 5.4 Допустимі рівні звукового тиску і рівні звуку для постійного (непостійного) широкосмугового (тонального) шуму

Характер робіт	Допустимі рівні звукового тиску (дБ) в стандартизованих октавних смугах зі середньгеометричними частотами (Гц)									Допустимий рівень звуку, дБА
	32	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000	
Основні виробничі приміщення	86	71	61	54	49	45	42	40	38	50

Для забезпечення допустимих параметрів шуму (поліпшення шумового клімату) в приміщенні проектом передбачено: раціональне розташування робочих місць; постійний контроль режиму праці і відпочинку працівників; обмеження застосування обладнання та використання робочих місць, що не відповідають санітарно-гігієнічним вимогам.

5.2.5 Психофізіологічні фактори

На робочих місцях присутня вібрація типу – За [75]. Джерелами вібрацій в умовах, що розглядаються в проекті, являються вентиляційне обладнання, під'йомники, транспорт тощо, які відносяться до типу загальної вібрації.

Основні параметри вібрації, такі як середньоквадратичне значення віброприскорення та віброшвидкості, логарифмічні рівні приведені у таблиці 5.5.

Таблиця 5.5 - Середньоквадратичні значення віброприскорення та віброшвидкості

Категорія вібрації по санітарним нормам	Напрямок дії	Нормативні, корекційовані по частоті та еквівалентні корекційовані значення			
		Віброприскорення		Віброшвидкість	
		$m \cdot c^{-2}$	ДБ	$m \cdot c^{-2} \cdot 10^{-2}$	ДБ
Загальна	Z_o, Y_o, X_o	0,1	100	0,2	92

Для зменшення дії вібрацій на працюючих проектом передбачено: динамічне погашення вібрації – приєднання до захисного об'єкту системи, реакції якої зменшують розмах вібрації об'єкта в точках приєднання системи; зміна конструктивних елементів машин; застосування засобів індивідуального захисту, а саме рукавиці, вкладиші і прокладки, віброзахисне взуття з пружнодемпферуючим низом.

5.2.6 Фактори виробничого процесу

Психофізіологічні фактори визначаються відповідно до Гігієнічної класифікації праці [75]. Робота електротехнічного персоналу потребує значних фізичних зусиль за важкістю та напруженістю праці.

1. Клас умов праці за показниками важкості праці – допустимий (середньої важкості): загальні енергозатрати організму (кґ/м) – 291-348; зовнішнє фізичне динамічне навантаження, виражене в одиницях механічної роботи за зміну, кґ/(Вт): при регіональному навантаженні (для чоловіків) – 18000; при загальному навантаженні (за участю м'язів рук, тулуба, ніг) – до 61600; маса вантажу, що постійно підіймається та переміщується вручну, кґ – до 35 кґ; стереотипні робочі рухи: при локальному навантаженні (участь м'язів кистей та пальців рук)- до 60000; при регіональному навантаженні(участь рук та плечового суглоба) – до 30000; статичне навантаження (кґ/с): двома руками (чоловіки) – до 140000; за участю мязів тулуба та ніг – до 200 000; робоча поза: періодичне перебування в незручній та/або фіксованій позі від 25% до 50% часу

зміни; перебування у вимушеній позі (навпочіпки, на колінах тощо) від 10 % до 25 % часу зміни; перебування в позі «стоячи» від 60% до 80% часу зміни; нахил тулуба: вимушені нахили протягом зміни – 101-300 разів; переміщення у просторі (переходи через виконання технологічного процесу) – по горизонталі більше 12, вертикалі – 8 км.

2. Класи умов праці за показниками напруженості праці:

Інтелектуальні навантаження: зміст роботи – рішення простих альтернативних завдань згідно з інструкцією; сприймання інформації та їх оцінка – сприймання інформації з наступною корекцією дій та операцій; розподіл функцій за ступенем складності завдання – обробка, виконання завдання та його перевірка; характер виконуваної роботи – робота за встановленим графіком з можливим його коригуванням під час діяльності.

Сенсорні навантаження: зосередження (% за зміну) – 51-75; щільність сигналів (звукові за 1 год) – 151-300; навантаження на голосовий апарат – сумарна кількість годин, з напруженням голосового апарату (протягом тижня) – від 16 до 20.

Навантаження на зоровий аналізатор: розмір об'єкта розрізнення (при відстані від очей працівника до об'єкта розрізнення не більше 0,5 м), мм, % часу зміни – 5,0–1,1 мм більше 50% часу; 1,0–0,3 мм до 50 % часу; менше 0,3 мм до 25% часу.

Навантаження на слуховий аналізатор (при виробничій необхідності сприйняття мови чи диференційованих сигналів) – розбірливість слів та сигналів від 90% до 70%.

Емоційне навантаження: ступінь відповідальності за результат своєї діяльності – є відповідальним за виконання окремих елементів завдання; ступінь ризику для власного життя – вірогідний; ступінь відповідальності за безпеку інших осіб – є відповідальним за безпеку інших.

Режим праці: тривалість робочого дня – 8 год; змінність роботи – двозмінна (без нічної зміни).

5.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях

5.3.1 Дія іонізуючих випромінювань на організм людини. Оцінка безпеки перебування людей в будівлі в умовах дії радіації

Під впливом іонізаційного випромінювання атоми і молекули живих клітин іонізуються, в результаті чого відбуваються складні фізико-хімічні процеси, які впливають на характер подальшої життєдіяльності людини.

Згідно з одними поглядами, іонізація атомів і молекул, що виникає під дією випромінювання, веде до розірвання зв'язків у білкових молекулах, що призводить до загибелі клітин і поразки всього організму. Згідно з іншими уявленнями, у формуванні біологічних наслідків іонізуючих випромінювань відіграють роль продукти радіолізу води, яка, як відомо, становить до 70% маси організму людини. При іонізації води утворюються вільні радикали H^+ та $OH\cdot$, а в присутності кисню — пероксидні сполуки, що є сильними окислювачами. Останні вступають у хімічну взаємодію з молекулами білків та ферментів, руйнуючи їх, в результаті чого утворюються сполуки, не властиві живому організму. Це призводить до порушення обмінних процесів, пригнічення ферментних і окремих функціональних систем, тобто порушення життєдіяльності всього організму.

Специфічність дії іонізуючого випромінювання полягає в тому, що інтенсивність хімічних реакцій, індукованих вільними радикалами, підвищується, й у них втягуються багато сотень і тисячі молекул, не пошкоджених опроміненням. Таким чином, ефект дії іонізуючого випромінювання зумовлений не кількістю поглинутої об'єктом, що опромінюється, енергії, а формою, в якій ця енергія передається. Ніякий інший вид енергії (теплова, електрична та ін.), що поглинається біологічним об'єктом у тій самій кількості, не призводить до таких змін, які спричиняє іонізуюче випромінювання.

5.3.2 Розрахунок коефіцієнта протирадіаційного захисту приміщення першого поверху

Коефіцієнт протирадіаційного захисту розраховуватимемо за формулою

$$K_3 = \frac{0,65 \times K_1 \times K_{CT}}{(1 - K_{III})(K_0 \times K_{CT} + 1)K_M}$$

Елементи будівлі:

- Стіни цегляні товщиною 38 см, маса $1\text{ м}^2 - 494$ кг.
- Стіни цегляні товщиною 25 см, маса $1\text{ м}^2 - 312$ кг.
- Внутрішні стіни цегляні товщиною 12 см, маса $1\text{ м}^2 - 156$ кг.
- Площа віконних прорізів: ВК1 – $0,78 \text{ м}^2$; ВК2 – $1,5 \text{ м}^2$; ВК3 – $1,8 \text{ м}^2$; ВК9 – $6,6 \text{ м}^2$.
- Площа дверних прорізів: Д1 – $1,9 \text{ м}^2$; Д2 – $3,78 \text{ м}^2$.
- Висота підвіконників – $0,9$ м.
- Площа підлоги для розрахунку приміщення – $44,2 \text{ м}^2$.
- Висота приміщення – 3 м.

Плоскі кути приміщення:

Кут $\alpha_1 = 100^\circ$. Проти кута розташовані:

- зовнішня стіна 38 см площею $21,9 \text{ м}^2$;
- внутрішня стіна 12 см площею $21,9 \text{ м}^2$ з прорізом площею $6,78 \text{ м}^2$;
- внутрішня стіна 25 см площею $21,9 \text{ м}^2$ з прорізом площею $3,78 \text{ м}^2$.

Кут $\alpha_2 = 80^\circ$. Проти кута розташовані:

- зовнішня стіна 38 см площею $18,1 \text{ м}^2$ з прорізом площею $1,5 \text{ м}^2$;
- внутрішня стіна 12 см площею $18,1 \text{ м}^2$ з прорізом площею $3,8 \text{ м}^2$.

Кут $\alpha_3 = 100^\circ$. Проти кута розташовані:

- зовнішня стіна 38 см площею $21,9 \text{ м}^2$ з прорізом площею $3,7 \text{ м}^2$.

Кут $\alpha_4 = 80^\circ$. Проти кута розташовані:

- зовнішня стіна 38 см площею $18,1 \text{ м}^2$ з прорізом площею $10,38 \text{ м}^2$.

Розрахуємо зведені маси стін розташованих проти плоских кутів.

Кут $\alpha_1 = 100^\circ$.

Зовнішньої стіни 38 см площею $21,9 \text{ м}^2$

$$G_{38} = 494 \text{ (кг/м}^2\text{)} .$$

Внутрішньої стіни 12 см площею $21,9 \text{ м}^2$ з прорізом площею $6,78 \text{ м}^2$

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{6,78}{21,9} = 0,31 , G_{36} = 156(1 - 0,31) = 107,7 \text{ (кг/м}^2\text{)} .$$

Внутрішньої стіни 12 см площею $21,9 \text{ м}^2$ з прорізом площею $3,78 \text{ м}^2$

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{3,78}{21,9} = 0,17 , G_{36} = 156(1 - 0,17) = 129 \text{ (кг/м}^2\text{)} .$$

Сумарна зведена маса стін плоского кута α_1

$$G_{\Sigma}^1 = 494 + 107,7 + 129 = 730,7 \text{ (кг/м}^2\text{)} .$$

Кут $\alpha_2 = 80^\circ$.

Зовнішньої стіни 38 см площею $18,1 \text{ м}^2$ з прорізом площею $1,5 \text{ м}^2$

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{1,5}{18,1} = 0,08 , G_{36} = 494(1 - 0,08) = 453 \text{ (кг/м}^2\text{)} .$$

Внутрішньої стіни 12 см площею $18,1 \text{ м}^2$ з прорізом площею $3,8 \text{ м}^2$

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{3,8}{21,9} = 0,17 , G_{36} = 156(1 - 0,17) = 129 \text{ (кг/м}^2\text{)} .$$

Сумарна зведена маса стін плоского кута α_2

$$G_{\Sigma}^2 = 453 + 129 = 582 \text{ (кг/м}^2\text{)} .$$

Кут $\alpha_3 = 100^\circ$.

Зовнішньої стіни 38 см площею $21,9 \text{ м}^2$ з прорізом площею $3,7 \text{ м}^2$

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{3,7}{21,9} = 0,17 , G_{36} = 494(1 - 0,17) = 410 \text{ (кг/м}^2\text{)} .$$

Сумарна зведена маса стін плоского кута α_3

$$G_{\Sigma}^3 = 410 \text{ (кг/м}^2\text{)} .$$

Кут $\alpha_4 = 80^\circ$.

Зовнішньої стіни 38 см площею $18,1 \text{ м}^2$ з прорізом площею $10,38 \text{ м}^2$

$$\alpha_{\text{ст}} = \frac{10,38}{18,1} = 0,57, \quad G_{\text{зб}} = 494(1 - 0,57) = 212,4 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Сумарна зведена маса стін плоского кута α_4

$$G_{\Sigma}^4 = 212,4 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Сумарні зведені маси стін і перегородок проти внутрішніх кутів приміщення

$$G_{\Sigma}^1 = 730,7 \text{ (кг/м}^2\text{)}; \quad G_{\Sigma}^2 = 582 \text{ (кг/м}^2\text{)};$$

$$G_{\Sigma}^3 = 410 \text{ (кг/м}^2\text{)}; \quad G_{\Sigma}^4 = 212,4 \text{ (кг/м}^2\text{)}.$$

Сумарні приведені маси стін проти всіх плоских кутів менше 1000 кг/м², тому

$$K_1 = \frac{360}{36 + \sum \alpha_i} = \frac{360}{36 + 360} = 0,91$$

За мінімальною сумарною приведеною масою стін

$$G_{\Sigma}^4 = 212,4 \text{ (кг/м}^2\text{)}$$

визначаємо [85] коефіцієнт $K_{\text{ст}}=4,15$.

За шириною будівлі визначаємо коефіцієнт, який враховує долю розсіювання випромінювання $K_{\text{ш}}=0,15$ (висота приміщення складає 3 м) [85].

Коефіцієнт K_0 , що враховує зниження поглинальної здатності зовнішніх стін за рахунок наявності в них віконних і дверних прорізів та проникнення в приміщення вторинного випромінювання, з врахуванням висоти від підлоги до вікон 0,9 м розрахуємо

$$K_0 = 0,8 \frac{S_0}{S_{\text{п}}} = 0,8 \frac{14,08}{44,2} = 0,25,$$

де $S_0 = 14,08 \text{ м}^2$ – площа віконних і дверних прорізів приміщення;
 $S_{\text{п}} = 44,2 \text{ м}^2$ – площа підлоги приміщення.

Коефіцієнт, що враховує зниження дози радіації в будівлі, розташованій в районі забудови, від екранувальної дії сусідніх споруд $K_{\text{м}}=0,55$ [85].

Отже коефіцієнт протирадіаційного захисту приміщення

$$K_3 = \frac{0,65 \times K_1 \times K_{CT}}{(1 - K_{III})(K_0 \times K_{CT} + 1)K_M} = \frac{0,65 \times 0,91 \times 4,15}{(1 - 0,15)(0,25 \times 4,15 + 1)0,55} = 2,21$$

Приміщення першого поверху, для якого проведено розрахунок, має коефіцієнт протирадіаційного захисту 2,21, тому не може бути використане для укриття людей в разі забруднення навколишньої території радіоактивними речовинами. Для захисту людей необхідно перевести їх в більш захищені приміщення або здійснити евакуацію в безпечні райони.

Висновки до розділу 5

Розглянуто технічні рішення з експлуатації об'єкту.

Проведені для приміщення першого поверху розрахунки показали, що коефіцієнт протирадіаційного захисту 2,21, тому не може бути використане для укриття людей в разі забруднення навколишньої території радіоактивними речовинами. Для захисту людей необхідно перевести їх в більш захищені приміщення або здійснити евакуацію в безпечні райони.

6 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

При проектуванні офісного центру по вул. Корольова в м. Рівне. В технічній частині магістерської роботи розглянуто різні варіанти проектування пальових ростверків.

1-й варіант влаштування пальового ростверку, за умови, що палі з ростверком з'єднанно традиційним жорстким з'єднанням (рис. 6.1)

2-й варіант влаштування пальового ростверку з шарнірним з'єднанням палі (рис.6.2)

Деталь заробки палі в монолітний ростверк при жорсткому з'єднанні палі

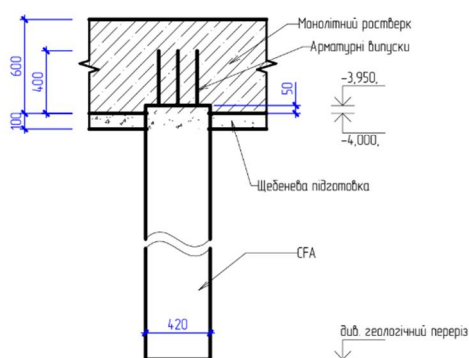


Рисунок 6.1 – Жорстке з'єднання

Деталь заробки палі в монолітний ростверк при шарнірному з'єднанні палі

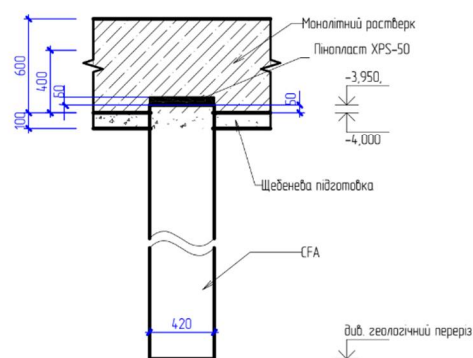


Рисунок 6.2 – Шарнірне з'єднання

Взявши за основу монолітний ростверк РМ-2.0 розрахуємо кошторисну вартість виконання будівельно монтажних робіт для обох варіантів Для визначення кошторисної вартості використаємо програмний комплекс АВК 5 версії 3.7.1 (табл. 6.1, 6.2).

Вони розроблялися на основі ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (РЕКН, ДБН); збірника єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, вироби та конструкції загально виробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників додатка Настанови.

Кошторисна вартість влаштування конструкцій враховує трудовитрати та заробітна плата будівельників та машиністів, кількість та вартість матеріальних ресурсів, експлуатації будівельних машин та механізмів.

**Таблиця 6.1 - Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-02-01
 на розрахунок вартості пального ростверку Рм-20 за умови жорсткого з'єднання
 фундаметна частина**

Основа:
 креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 169,59933 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 0,17716 тис.люд.год.
 Кошторисна заробітна плата 15,37846 тис. грн.
 Середній розряд робіт 3,5 розряд

Складений в поточних цінах станом на "24 квітня" 2023 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год.			
					Всього заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	Всього заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	не зайнятих обслуговуванням машин тих, що обслуговують машини	на одиницю			
										всього	всього	всього	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
1	ЕН6-56-1	Виготовлення арматурних каркасів на будівельному майданчику з установленням в конструкцію, діаметр стрижнів робочої арматури від 12 мм до 18 мм, при масі каркасу до 100 кг	т	0,41046	<u>2870,51</u> 2068,90	<u>635,07</u> 286,46	1178,23	849,20	<u>260,67</u> 117,58	<u>26,7750</u> 3,3327	<u>10,99</u> 1,37		
2	С111-1191	Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-IV, діаметр 16 мм	т	0,342	<u>37460,52</u> -	-	12811,50	-	-	-	-		
3	С111-1148	Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-1, діаметр 6 мм	т	0,033	<u>40982,61</u> -	-	1352,43	-	-	-	-		
4	С111-516 варіант 1	Стрічка сталева горячекатана, товщина 4 мм, ширина 40 мм, сталь, марка Ст0	т	0,036	<u>46800,50</u> -	-	1684,82	-	-	-	-		
5	Е5-74-2	Улаштування буроін'єкційних паль діаметром 420 мм, довжина паль більше 12 до 21 м	м3	13,32	<u>8013,00</u> 89,59	<u>3625,72</u> 811,17	106733,16	1193,34	<u>48294,59</u> 10804,78	<u>1,2450</u> 9,0253	<u>16,58</u> 120,22		
6	ЕН11-2-4	Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих щебених шарів	м3	0,851	<u>2182,24</u> 245,36	<u>346,12</u> 73,79	1857,09	208,80	<u>294,55</u> 62,80	<u>3,5850</u> 0,9761	<u>3,05</u> 0,83		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
7	ЕН6-1-6	Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення під колони об'ємом понад 3 м3 до 5 м3	100м3	0,0441	<u>339830,67</u> 23240,63	<u>5613,12</u> 2650,83	14986,53	1024,91	<u>247,54</u> 116,90	<u>326,8725</u> 30,6738	<u>14,42</u> 1,35
8	С111-1149	Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-1, діаметр 8 мм	т	0,00226	<u>40982,61</u> -	- -	92,62	-	- -	- -	- -
9	С111-1171	Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-III, діаметр 8 мм	т	0,00226	<u>40982,61</u> -	- -	92,62	-	- -	- -	- -
10	С111-1189	Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-IV, діаметр 12 мм	т	0,07219	<u>37460,52</u> -	- -	2704,27	-	- -	- -	- -
11	С111-1194	Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-IV, діаметр 22 мм	т	0,54808	<u>37460,52</u> -	- -	20531,36	-	- -	- -	- -
Разом прямі витрати по кошторису							164024,63	3276,25	<u>49097,35</u> 11102,06		<u>45,04</u> 123,77
Разом будівельні роботи, грн.							164024,63				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн.							111651,03				
всього заробітна плата, грн.							14378,31				
Загальновиробничі витрати, грн.							5574,70				
трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год.							8,35				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.							1000,15				
Всього будівельні роботи, грн.							169599,33				

Всього по кошторису							169599,33				
Кошторисна трудомісткість, люд.год.							177,16				
Кошторисна заробітна плата, грн.							15378,46				

Склав

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

**Таблиця 6.2 - Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-02-02
 на розрахунок вартості пальового ростверку Рм-20 за умови шарнірного з'єднання
 фундаметна частина**

Основа:
 креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість
 Кошторисна трудомісткість
 Кошторисна заробітна плата
 Середній розряд робіт

152,01305 тис. грн.
 0,15562 тис.люд.год.
 13,40754 тис. грн.
 3,5 розряд

Складений в поточних цінах станом на "24 квітня" 2023 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
									на одиницю	всього	
1	ЕН6-56-1	Виготовлення арматурних каркасів на будівельному майданчику з установленням в конструкцію, діаметр стрижнів робочої арматури від 12 мм до 18 мм, при масі каркасу до 100 кг	т	0,34205	<u>2870,51</u> 2068,90	<u>635,07</u> 286,46	981,86	707,67	<u>217,23</u> 97,98	<u>26,7750</u> 3,3327	<u>9,16</u> 1,14
2	С111-1191	Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-IV, діаметр 16 мм	т	0,285	<u>37460,52</u> -	-	10676,25	-	-	-	-
3	С111-1148	Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-1, діаметр 6 мм	т	0,0275	<u>40982,61</u> -	-	1127,02	-	-	-	-
4	С111-516 варіант 1	Стрічка сталева гарячекатана, товщина 4 мм, ширина 40 мм, сталь, марка Ст0	т	0,03	<u>46800,50</u> -	-	1404,02	-	-	-	-
5	Е5-74-2	Улаштування буріон'єкційних паль діаметром 420 мм, довжина паль більше 12 до 21 м	м3	11,1	<u>8013,00</u> 89,59	<u>3625,72</u> 811,17	88944,30	994,45	<u>40245,49</u> 9003,99	<u>1,2450</u> 9,0253	<u>13,82</u> 100,18
6	ЕН11-2-4	Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих щебених шарів	м3	1,024	<u>2182,24</u> 245,36	<u>346,12</u> 73,79	2234,61	251,25	<u>354,43</u> 75,56	<u>3,5850</u> 0,9761	<u>3,67</u> 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
7	ЕН6-1-6	Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення під колони об'ємом понад 3 м3 до 5 м3	100м3	0,054	<u>339830,67</u> 23240,63	<u>5613,12</u> 2650,83	18350,86	1254,99	<u>303,11</u> 143,14	<u>326.8725</u> 30,6738	<u>17,65</u> 1,66
8	С111-1149	Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-1, діаметр 8 мм	т	0,00226	<u>40982,61</u>	-	92,62	-	-	-	-
9	С111-1171	Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-III, діаметр 8 мм	т	0,00226	<u>40982,61</u>	-	92,62	-	-	-	-
10	С111-1189	Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-IV, діаметр 12 мм	т	0,07219	<u>37460,52</u>	-	2704,27	-	-	-	-
11	С111-1194	Прокат для армування з/б конструкцій круглий та періодичного профілю, клас А-IV, діаметр 22 мм	т	0,54808	<u>37460,52</u>	-	20531,36	-	-	-	-
Разом прями витрати по кошторису							147139,79	3208,36	<u>41120,26</u> 9320,67		<u>44,3</u> 103,98
Разом будівельні роботи, грн.							147139,79				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів та комплектів, грн.							102811,17				
всього заробітна плата, грн.							12529,03				
Загальновиробничі витрати, грн.							4873,26				
трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.							7,34				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.							878,51				
Всього будівельні роботи, грн.							152013,05				

Всього по кошторису							152013,05				
Кошторисна трудоємність, люд.год.							155,62				
Кошторисна заробітна плата, грн.							13407,54				

Склав

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Кошторисна вартість влаштування конструкцій визначається як сума прямих та загальновиробничих витрат.

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

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

Порівняння варіантів фундаментів наведено в таблиці 6.3

Таблиця 6.3 - Порівняння варіантів фундаментів

Показники	Класичний варіант	За результатом наукового дослідження
Прямі витрати, тис. грн	164,02463	147,13979
Кошторисна заробітня плата, тис грн	15,37846	13,40754
Загальновиробничі витрати, тис грн	5,5747	4,87326
Усього за кошторисом, тис. Грн	169,59933	152,01305
Економічна ефективність, Тис. грн		17,58628

Висновки по 6 розділу

В данному розділі виконано техніко-економічне порівняння двох типів пальових фундаментів, одного, влаштованого традиційним методом, а іншого, за результатами наукового дослідження.

Для двох варіантів розроблено локальні кошториси у програмному комплексі АВК 5 версії 3.7.1 де визначено кошторисну вартість робіт.

Як видно з таблиці 6.3 – найбільш економічний є варіант влаштування пальового ростверку, де палі з'єднанно шарнірно, за умови сприятливих ґрунтових умов. У нашому випадку загальна економія на ростверку складає 17 тис 586 грн 28 коп.

ВИСНОВКИ

Великою кількістю досліджень пальових фундаментів з забивних паль встановлено, що у складі пальового фундаменту частина навантаження передається на палі, а частина – на ростверк, навантаження між палями розподіляється нерівномірно.

На підставі проведених досліджень перерозподілу зусиль між елементами пальових груп з різною кількістю забивних паль можна зробити наступні висновки:

- із збільшенням кількості паль у групі гірше реалізують себе як палі, так і ростверк. Ступінь реалізації тиску під ростверком знаходиться в межах 0,1-0,58, а ступінь реалізації несучої здатності паль в межах 0,86-1,27;
- палі у складі куца реалізуються не повністю при кількості паль 12-16 шт. (крок 3d), їх несуча здатність в групі наближається до несучої здатності одиночної палі при кількості паль 9 шт. Для куців з кількістю паль 4-6 шт. ступінь реалізації несучої здатності палі перевищує одиницю. Отже, у групах з незначною кількістю паль вони працюють у куці краще, ніж одиночні і тим краще, чим менше їхня кількість;
- вид ґрунту (піщаний або глинистий) суттєво не впливає на перерозподіл зусиль між елементами групи паль;
- результати визначення несучої здатності паль у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation доцільно використовувати у проєктній практиці для корегування значень, визначених теоретичним шляхом за рекомендаціями норм [34].

У розділі "Технічна частина" розглянуто архітектурно-будівельні рішення офісного центру во вулиці Корольова у місті Рівне. Виконано теплотехнічний розрахунок та конструювання складових зовнішнього утеплення. При якому було підібрано утеплювач з мінераловатних плит товщиною 150 мм, який відповідає протипожежним нормам та забезпечує

потрібний термічний опір. Виконано розрахунок і проектування кущового пальового фундаменту за рекомендаціями норм і з врахуванням результатів наукового дослідження.

Для економічної оцінки запропонованих варіантів фундаментів виконано техніко-економічне порівняння, за результатами якого встановлено, що найбільш економічним є 2 варіант фундаменту із забивних паль (за результатами наукових досліджень). Економічний ефект – 17,59 тис. грн.

У роботі також було розглянуто заходи та засоби з охорони праці під час виконання проектних будівельних робіт, досліджено небезпечні та шкідливі виробничі фактори. Було виконано оцінку безпеки роботи внутрішньобудинкової електромережі багатопверхових будинків в умовах дії іонізуючих випромінювань та електромагнітного імпульсу.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.1-10:2009. Основи і фундаменти будинків і споруд. [Чинний від 2009-07-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009.-105 с.
2. ДБН В.2.1-10:2009. Основи і фундаменти будинків і споруд. Зміна 1 [Чинний від 2011-07-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011.-58 с.
3. Дорошкевич Н.М. Исследование напряжений в грунте при свайных фундаментах: Дис. ...канд. техн. наук. Москва, 1959.
4. Яблочков В.Д., Бартолемей А.А., Пеньковский Е.М., Гордон Е.В. Учет работы низкого ростверка – резерв повышения экономичности свайных фундаментов. Трест Оргтехстрой. Пермь, 1964.
5. Яблочков В.Д. Исследование роли низкого ростверка в несущей способности однорядных свайных фундаментов: Дис. ...канд. техн. наук. Москва, 1965.
6. Сальников Б.А. Исследование несущей способности свайных фундаментов в слабых глинистых грунтах: Дис. ...канд. техн. наук. Москва, 1969.
7. Знаменский В.В. Работа свайного фундамента в глинистых грунтах и расчет их по деформации: Дис. ...канд. техн. наук. Москва, 1971.
8. Голубков В.Н., Догадайло А.И. Некоторые особенности совместной работы свай, свайных фундаментов и их оснований. Межвузовский сборник научных трудов. Воронеж. Издательство ВГУ, 1988. с. 55-63.
9. Бартолемей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. Прогноз осадок свайных фундаментов. Москва: Стройиздат, 1994. 384 с.
10. Васильченко А.В. Исследование работы низкого ростверка на моделях свайных кустов. Сборник научных трудов «Проблемы освоения природных ресурсов Европейского севера». Ухта, 1996. с. 205-207.
11. Розводовский Д.Е. Взаимодействие свай и грунта в составе большеразмерных кустов свай и свайных полей: Дис. ...канд. техн. наук. Москва, 1999.

12. Чунюк Д.Ю. Расчет комбинированных свайно-плитных фундаментов: автореферат дис. на соискание научной степени канд. техн. наук: 05.23.02 / Чунюк Дмитрий Юрьевич. Москва, 2002.
13. Цимбал С.Й., Карцева С.Л. Методика розрахунку пальових фундаментів з урахуванням роботи ростверку // Основи і фундаменти. – К.: КНУБА, 2004. Вип. 28. С. 121-130.
14. СП 50-102-2003. Проектирование и устройство свайных фундаментов. – М.: ФГУП ЦПП, 2004. 87 с.
15. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. М.: Минрегион России, 2010. 86 с.
16. Рекомендации по расчету свайных фундаментов с несущими ростверками : Р 5.01.015.05 – [Строк действия: с 01.01.2006 г. по 01.01.2011 г.]. – Минск: Научно-проектно-производственное республиканское предприятие «СТРОЙТЕХНОРМ», 2005. 24 с.
17. Сернов В.А. Совместная работа свай с ростверками в песчаных и глинистых грунтах: дис. на соискание научной степени канд. техн. наук: 05.23.02 / Сернов Вячеслав Александрович. – Минск, 2010. 181 с.
18. Рузаев А.М. Оптимизация проектных решений свайных фундаментов с учетом взаимного влияния свай и работы низкого ростверка на их несущую способность: дис. на соискание научной степени канд. техн. наук: 05.23.02 / Рузаев Андрей Михайлович. – Москва, 2010. 147 с.
19. Бабанов В.В., Шашкин В.О. Расчетный анализ работы свайных фундаментов с низким и высоким ростверками с учетом нелинейной работы основания // Научно-технический журнал «Основания, фундаменты и механика грунтов» №2 ОФМГ, 2012. с. 2 – 7.
20. Блащук Н.В. Сумісна робота існуючого фундаменту і паль при його підсиленні: автореферат дис. на здобуття наукового ступеню канд. техн. наук: 05.23.02 / Блащук Наталя Вікторівна. Київ, 2012.
21. Самородов А.В., Муляр Д.Л. Определение основных параметров новой конструкции комбинированного плитно-свайного фундамента

многоетажного здания // Науковий вісник будівництва Т.87 №1 ХНУСА, 2017. с. 101-107.

22. Оліщук Д. М., Моргун А. С. Підвищення несучої здатності ростверку у складі пальових кущів. *III науково-технічній конференції факультету будівництва, теплоенергетики та газопостачання, ВНТУ (травень, 2023 р.)* URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/all-fbtegp-2023/paper/view/18947/15724>

23. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / С. Ф. Клованич.// Библиотека журнала «Світгеотехніки». – З. : Запорозьє, 2009. – Вып. 9. 400 с.

24. Бойко І. П. Дослідження взаємодії багатопверхових будівель як елементів системи «основа–фундамент–надземні конструкції» при статичних та динамічних навантаженнях / І. П. Бойко, В. О. Сахаров.// Будівельні конструкції. 2008. Т. 1, № 71. С.69–75.

25. Бойко І. П. Зміна напружено-деформованого стану основи існуючих фундаментів при зведенні поруч нових будівель в умовах міської забудови / І. П. Бойко, В. С. Носенко // Будівельні конструкції. 2008. Т. 1, № 71. С. 370–376.

26. Бойко І. П. Напружено-деформований стан пальових фундаменті багатосекційних будинків / І. П. Бойко, В. С. Носенко.// Будівельні конструкції. 2011. Т. 2, №75. С.159–163.

27. Винников Ю. Л. До моделювання параметрів вертикально армованих масивів / Ю. Л. Винников, М. О. Харченко. // Будівельні конструкції. 2007. №66. С.128–135.

28. Винников Ю. Л. Методики моделювання взаємодії фундаментів з ущільненою основою :огляд / Ю. Л. Винников. // Будівельні конструкції : збірник наукових праць. 2008. Т. 1, № 71. С. 325–333.

29. Винников Ю. Л. Моделювання процесів ущільнення ґрунту при вісесиметричному напружено-деформованому стані основ : дис. ... д. т. н. :

05.23.02/ Винников Юрій Леонідович ; Полтавський нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Полтава, 2004. 440 с.

30. Зоценко М. Л. Числове моделювання ущільнення ґрунту важкою трамбівкою у шляховому будівництві / М. Л. Зоценко, Ю. Л. Винников, І. А. Єрмакова. // Вісник одеської державної академії будівництва та архітектури. 2001. Вип. № 4. С. 91–94.

31. Готман Н. З. Численное исследование взаимодействия свай в сплошном свайном поле / Н. З. Готман. // Известия ВУЗов. Строительство. 2003. № 3. С. 115–117.

32. Дубина М. М. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния системы «здание–фундамент–грунт» / М. М. Дубина, Д. К. Тесленко, В. М. Целицо. // Геотехнические проблемы строительства на просадочных грунтах в сейсмических районах : труды Научно-исследовательского и проектно-изыскательского институт «САНИИОСП» Государственного комитета строительства и архитектуры Республики Таджикистан. Душанбе, 2005. С. 164–167.

33. Зарецький Ю. К. Расчетные исследования ограждающих шпунтовых стен котлованов – физический тест для вычислительной программы «ГЕО-МИГГ» / Ю. К. Зарецкий, В. Н. Воробьев, Е. Д. Тоймбетов. // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1999. № 1. С. 2–7.

34. Зоценко М. Л. Порівняльне оцінювання ефекту армування основи за даними штапових випробувань і математичного моделювання / М. Л. Зоценко, М. І. Лапін, Р. В. Петраш. // Будівельні конструкції, 2008. Т. 1, № 71. С.443–451.

35. Зоценко М. Л. Проектування набивних паль, виготовлених за допомогою пневмопробійників / М. Л. Зоценко // Вісник одеської державної академії будівництва та архітектури. Вип.№4. 2001 р. С. 87 - 90.

36. Петраков А. А. К вопросу совершенствования методов расчета оснований и фундаментов / А. А. Петраков. // Будівельні конструкції. 2001. №54. С. 534–539.

37. Ухов С. Б. Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов / С. Б. Ухов. М. : МИСИ, 1973. 118 с.
38. Фадеев А. Б. Решение геотехнических задач методом конечных элементов / А. Б. Фадеев, А. Л. Прегер. В 2 ч. Томск : Изд-во Томск. ун-та, 1994. Ч.1. 193 с; Ч.2. 136 с.
39. Фадеев А. Б. Эффективные микросваи для усиления фундаментов / А. Б. Фадеев, В. К. Иноземцев, В. А. Лукин // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2003. №2. С. 28–30.
40. Федоровский В. Г. Конечноэлементный расчет осадок свай в мерзлом грунте по модели упруго-вязкопластической среды / В. Г. Федоровский, В. Ф. Александрович // Материалы XI Международного симпозиума по реологии грунтов. М.:НИИОСП, 2003. С. 97–110.
41. Федоровский В. Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит / В. Г. Федоровский, С. Г. Безволев // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2000. № 4. С. 10–18.
42. Шапиро Д. М. Курс лекций по расчёту моделированию геотехнических объектов / Д. М. Шапиро. // Будівельні конструкції. К. : НДІБК. 2011. Т. 2, № 75. С.643–647.
43. Шапиро Д. М. Расчет конструкций и оснований методом конечных элементов / Д. М. Шапиро. Воронеж : ВГАСА, 1996. 80 с.
44. Шапиро Д. М. Упругопластический расчет несущей способности свай / Д. М. Шапиро, Н. Л. Зоценко, С. В. Беда. // Изв. ВУЗов. Строительство. 1996. № 6. С. 34–39.
45. Жук В. В. Дослідження характеру взаємодії каркасних будівель з нерівномірно просідаючою ґрунтовою основою / В. В. Жук, М. В. Корнієнко. // Будівельні конструкції. 2008. Т. 1, № 71. С. 486–492.
46. Ковальський Р. К. Дослідження роботи ґрунту під низьким ростверком пальового фундаменту / Р. К.Ковальський // Світ геотехніки. 2007. № 1. С.17–21.

47. Кураш С. Ю. Влияние глубокого котлована на изменение напряженно-деформированного состояния грунтового массива в условиях плотной городской застройки г. Киева / С. Ю. Кураш, И. Р. Сазовнова, Ю. И. Калюх, Т. Г. Каргопольцева // Будівельні конструкції. 2008. Т. 1, № 71. С. 434–442.
48. Чунюк Д. Ю. Расчет комбинированных плитно-свайных фундаментов: дис. ... канд. техн. Наук: 05.23.02 / Чунюк Дмитрий Юрьевич. М., 2002. 136 с.
49. Винников Ю. Л. Математичне моделювання влаштування та роботи бурін'єкційних паль / Ю. Л. Винников, В. П. Левченко, А. М. Пащенко. // Будівельні конструкції. 2011. Т. 2, № 75. С. 140–149.
50. Береснев А. С. О распределении заданного нагружения между плитой и сваями в плитно-свайном фундаменте / А. С. Береснев, А. Ю. Большаков, Г. Н. Гусев. // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2008. V. 4, No. 2. P. 33.
51. Болдырева Е. Г. Расчет взаимного влияния свайного фундамента и фундамента мелкого заложения [Электронный ресурс] / Е. Г. Болдырева – Режим доступа до статті: http://www.npp-geotek.ru/documents/article/calculation_of_pile_foundation/?sphrase_id=124451.
52. Маркова М. А. Анализ напряженно-деформированного состояния конструкций с учетом воздействий просадочных оснований / М. А. Маркова // Будівельні конструкції. 2008. Т. 1, № 71. С. 421–428.
53. Знаменский В. В. Взаимодействие низкого ростверка со сваями / В. В. Знаменский, А. М. Рузаев, И. Н. Полинков. // Вестник МГСУ. 2008. № 2. С. 48–51.
54. Корнієнко М. В. Чисельне моделювання роботи стовпчастих пильових фундаментів з розширенням в лесових грунтах / М. В. Корнієнко, Д. А. Карпенко // Будівельні конструкції. 2008. Т. 1, № 71. С. 406–415.

55. Мангушев Р. А. Плитно-свайный фундамент повышенной этажности / Р. А. Мангушев, А. В. Игошин, Н. В. Ощурков, А. Б. Фадеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2008. № 6. С. 15–19.
56. Корнієнко М. В. Про можливість використання існуючих програмних комплексів чисельного моделювання роботи буронабивної палі з розширенням в лесових грунтах, що просідають під дією власної ваги [Електронний ресурс] / М. В. Корнієнко, Д. А. Карпенко – Режим доступу до ресурсу.: www.nbu.gov.ua/portal/natural/Stmkb/2008/Statti/74.pdf.
57. Сорочан Е. А. Фундаменты промышленных зданий / Е. А. Сорочан. М. : Стройиздат, 1986. 303 с.
58. Червинский Я. И. Анализ устойчивости склона с учетом этапов строительства жилищно-офисного комплекса в г. Киеве / Я. И. Червинский, Д. А. Дмитриев, В. Д. Шуминский. // Будівельніконструкції. 2008. Т. 1, № 71. С. 565–573.
59. Червинский Я. И. Особенности работы грунтовых анкеров с учетом этапов строительства жилищно-офисного комплекса в г. Киеве / Я. И. Червинский, Д. А. Дмитриев, В. Д. Шуминский, О. В. Шидловская, О. М. Шпаковская.// Будівельні конструкції. 2008. Т. 1, № 71. С. 574–580.
60. Червинский Я. Й. Численное моделирование устройства котлована и оценка напряженно-деформированного состояния окружающего грунтового массива на примере строительства офисного центра по ул. С. Струтинского, 13–15 в Печерском районе г. Киева / Я. Й. Червинский, Д. А. Дмитриев, В. Д. Шуминский.// Будівельні конструкції. 2011. Т. 2, № 75. С. 178–184.
61. Трофимчук А. Н. Математическое моделирование изменения напряженно-деформированного состояния оползневого массива при наличии здания и обустройстве котлована в условиях подтопления / А. Н. Трофимчук, А. С. Глебчук, Ю. И. Калюх.// Будівельніконструкції. 2008. Т. 1, № 71. С.95–104.

62. Трофимчук О. М. Математичне моделювання зміни напруженого стану схилів внаслідок одночасного впливу підйому рівня ґрунтових вод та зміни сейсмічних умов / О. М. Трофимчук, Г. С. Глебчук. // Будівельні конструкції. 2011. Т. 1, № 75. С. 469–476.

63. Степанчук Н. В. Влияние армирования грунтов на изменение напряженно-деформированного состояния грунтового массива при сейсмических воздействиях / Н. В. Степанчук. // Будівельні конструкції. 2011. Т. 2, № 75. С. 622–630.

64. Винников Ю. Л. Математичне моделювання влаштування та роботи бурін'єкційних паль / Ю. Л. Винников, В. П. Левченко, А. М. Пащенко. // Будівельні конструкції. – 2011. – Т. 2, № 75. – С. 140–149.

65. Винников Ю. Л. Математичне моделювання утворення ущільнених зон ґрунту навколо фундаментів і штучних основ / Ю. Л. Винников. // Вісник одеської державної академії будівництва та архітектури. 2001. № 4. С. 258–261.

66. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 59 с.

67. Винников Ю. Л. Практикум з експлуатації основ і фундаментів сільських будівель : практикум для викладачів і студентів будівельних спеціальностей ВНЗ / Ю. Л. Винников, А. В. Яковлев, В. М. Мукосеев. К. : Урожай, 1995. 144 с.

68. ДСТУ-Н Б В.1.1-27-2010. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-01-11]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2011. 123 с.

69. ДБН В.1.1-12-2014. Будівництво у сейсмічних районах України. [Чинний від 2015-01-05]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 110 с.

70. ДБН В.1.1.7–2016. Пожежна об'єктів будівництва України. [Чинний від 2017-01-06]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2017. 44 с.

71. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2013. 141 с.

72. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. [Чинний від 2021-12-30]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд, 2022. 27 с.
73. ДБН В.2.1-10:2009. Основи і фундаменти будинків і споруд. [Чинний від 2009-07-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009.-105 с.
74. Ваганов І. І., Маєвська І.В., Попович М. М. Фундаменти мілкового закладання (Частина 1) : Методичні вказівки. Вінниця : ВНТУ, 2009. 57 с.
75. ДСНіП «Гігієнічна класифікація праці за показниками шкідливості та небезпечності факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу». Наказ МОЗ № 248 від 08.04.2014. [Чинний від 2014-05-30]. URL: http://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=58073.
76. ДСТУ-Н Б А 3.2-1: 2007. Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів та захисту від їх впливу при виробництві будівельних матеріалів і виробів та їх використання в процесі зведення та експлуатації об'єктів будівництва. [Чинний від 2007-12-01]. URL: <https://profidom.com.ua/a-3/a-3-2/824-dstu-n-b-a-3-2-12007-nastanova-shhodo-viznachenna-nebezpechnih-i-shkidlivih-faktoriv->.
77. ДБН А.3.2-2-2009. ССБП. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. [Чинний від 2009-01-27]. Вид. офіц. К. : Мінрегіонбуд України, 2009. 116 с.
78. ДСТУ Б В.2.5-82:2016. Електробезпека в будівлях і спорудах. Вимоги до захисних заходів від ураження електричним струмом. [Чинний від 2017-04-01]. Вид. офіц. К. : ДП «УкрНДНЦ», 2016. 109 с.
79. НПАОП 40.1-1.32-01. (ДНАОП 0.00-1.32-01). Правила будови електроустановок. Електрообладнання спеціальних установок. [Чинний від 2002-01-01]. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/v0272203-01#Text>.
80. ДСН 3.3.6.042-99. Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень. Постанова МОЗ № 42 від 01.12.1999. [Чинний від 1999-12-01]. URL: <http://mozdocs.kiev.ua/view.php?id=1972>.

81. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. К. : Мінрегіонбуд України, 2013. 149 с.
82. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення. [Чинний від 2019-03-01]. Вид. офіц. К. : Мінрегіонбуд України, 2018. 133 с.
83. ДСН 3.3.6.037-99. Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку. Постанова МОЗ № 37 від 01.12.1999. [Чинний від 1999-12-01]. URL: <http://document.ua/sanitarni-normi-virobnichogo-shumu-ultrazvuku-ta-infrazvuku-nor4878.html>.
84. ДСН 3.3.6.039-99. Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації. Постанова МОЗ № 39 від 01.12.1999. [Чинний від 1999-12-01]. URL: <http://zakon2.rada.gov.ua/rada/show/va039282-99>.
85. Сакевич В. Ф. Основи розробки питань цивільної оборони в дипломних проектах: навчальний посібник. Вінниця: ВНТУ. 2006. 109 с.

ДОДАТКИ

Додаток А
ПРОТОКОЛ
ПЕРЕВІРКИ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
НА НАЯВНІСТЬ ТЕКСТОВИХ ЗАПОЗИЧЕНЬ

Назва роботи: Підвищення несучої здатності ростверку у складі пальових кущів

Тип роботи: Магістерська кваліфікаційна робота
(БДР, МКР)

Підрозділ кафедра БМГА, ФБЦЕІ
(кафедра, факультет)

Показники звіту подібності Unichesk

Оригінальність 85,4 % Схожість 14,6 %

Аналіз звіту подібності (відмітити потрібне):



1. Запозичення, виявлені у роботі, оформлені коректно і не містять ознак плагіату.

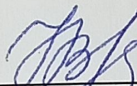


2. Виявлені у роботі запозичення не мають ознак плагіату, але їх надмірна кількість викликає сумніви щодо цінності роботи і відсутності самостійності її виконання автором. Роботу направити на розгляд експертної комісії кафедри.



3. Виявлені у роботі запозичення є недобросовісними і мають ознаки плагіату та/або в ній містяться навмисні спотворення тексту, що вказують на спроби приховування недобросовісних запозичень.

Особа, відповідальна за перевірку

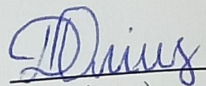

(підпис)

Блащук Н.В.

(прізвище, ініціали)

Ознайомлені з повним звітом подібності, який був згенерований системою Unichesk щодо роботи.

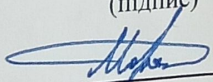
Автор роботи


(підпис)

Оліщук Д.М.

(прізвище, ініціали)

Керівник роботи


(підпис)

Моргун А.С.

(прізвище, ініціали)

Додаток Б – Відомість аркушів графічної частини

Аркуш	Найменування	Примітка
1	Назва магістерської кваліфікаційної роботи	
2	Мета та задачі роботи, об'єкт та предмет досліджень	
3	Метод дослідження, наукова новизна, практичне значення, особистий внесок	
4	Варіанти з'єднання паль з ростверком	
5	Програма чисельного моделювання роботи кущового пальового фундаменту	
6	Графіки залежності навантаження-осідання для пальових фундаментів при жорсткому з'єднанні паль у ростверку	
7	Графіки залежності навантаження-осідання для пальових фундаментів при шарнірному з'єднанні паль у ростверку	
8	Фасад в осях 1-13; 13-1; А-П; П-А	
9	План цокольного поверху. Генеральний план	
10	Розріз 2-2	
11	Схема розміщень паль. Опалубний план ростверку	
12	Влаштування ростверку традиційним методом та за результатами наукового дослідження	
13	Загальні висновки	

ВІННИЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії
Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури

**Підвищення несучої здатності ростверку у складі
пальових кущів**

Магістрант: Оліщук Д. М.
Науковий керівник: Моргун А. С.

м.Вінниця, 2023

Метою даного дослідження є напружено-деформованого стану кущових пальових фундаментів з забивних паль під дією вертикального навантаження при варіюванні кількості паль у групі.

Для реалізації даної мети необхідно вирішити наступні задачі:

- ✓ проаналізувати методичку розрахунку, рекомендації та публікації щодо роботи кущових пальових фундаментів;
- ✓ за допомогою програмного комплексу Plaxis 3D Foundation та чисельно-математичного моделювання визначити напружено-деформований стан системи «грунтова основа – кущовий пальовий фундамент»;
- ✓ визначити залежність несучої здатності ростверку від способу з'єднання паль з ростверком шляхом чисельного моделювання в програмному комплексі;
- ✓ за результатами чисельного моделювання визначити частку ростверку у несучій здатності стовпчастого пальового фундаменту.

Об'єкт дослідження – ростверк стовпчастого пальового фундаменту.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан системи «кущовий пальовий фундамент - грунтова основа» при застосуванні різних способів з'єднання паль у ростверку.

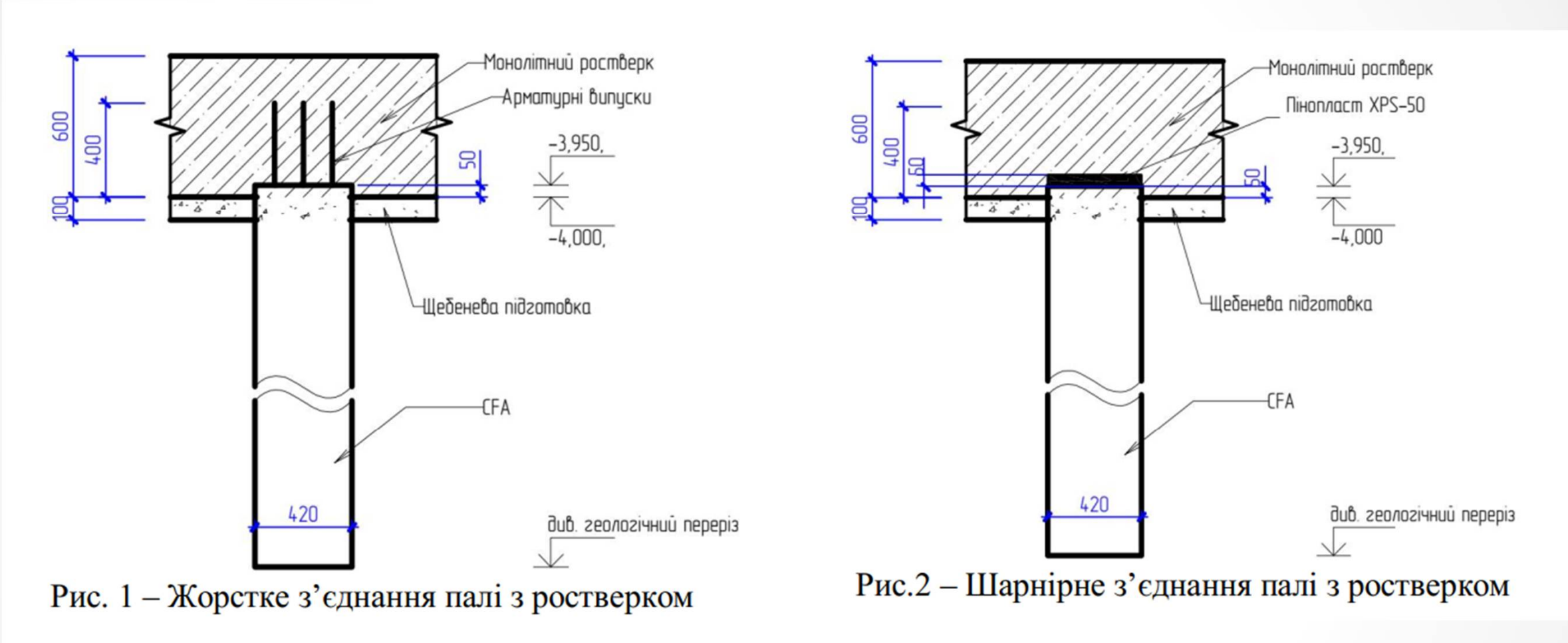
Методи дослідження. Чисельно-математичне моделювання для дослідження системи «грунтова основа – кущовий пальовий фундамент»; порівняння роботи кущових пальових фундаментів з різними параметрами (вид з'єднання паль у ростверку, різні їх геометричні параметри, ґрунтові умови).

Наукова новизна одержаних результатів. У даній роботі за результатами чисельного моделювання визначено як змінюється величина навантаження, яке сприймає на себе ростверк у складі кущового пальового фундаменту, в залежності типу з'єднання паль у ростверку в різних ґрунтових умовах.

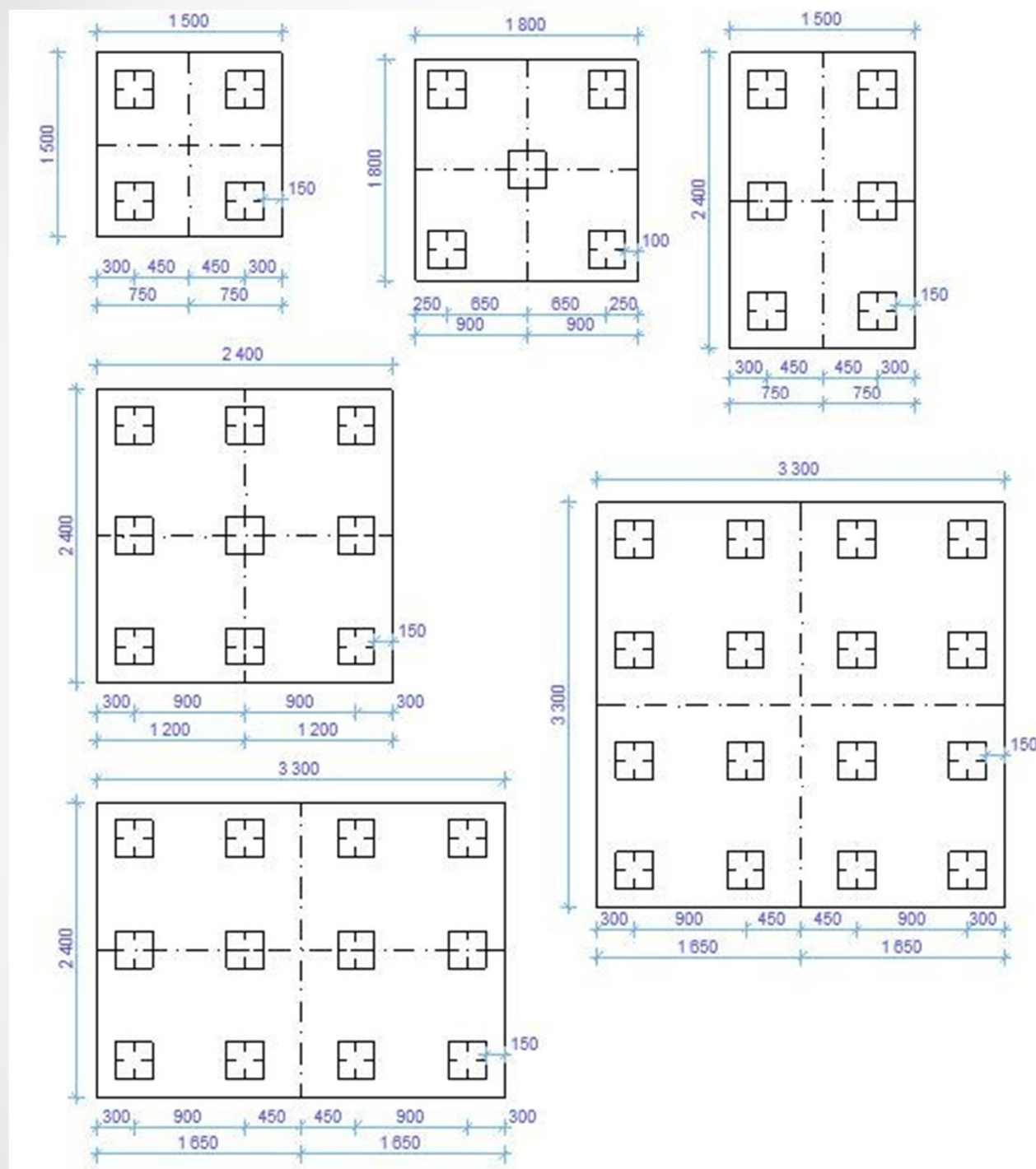
Практичне значення одержаних результатів. При виконанні даної роботи були знайдені ряд критеріїв, які впливають на несучу здатність ростверку к складі кущового пальового фундаменту.

Особистий внесок магістранта. Внесок магістранта полягає у виявленні ряду факторів і критеріїв, що впливають на несучу здатність ростверку у складі кущового пальового фундаменту.

Варіанти з'єднання палі з ростверком



Програма чисельного моделювання роботи
кущового пальового фундаменту
(для кожного варіанту з'єднання паль з ростверком)



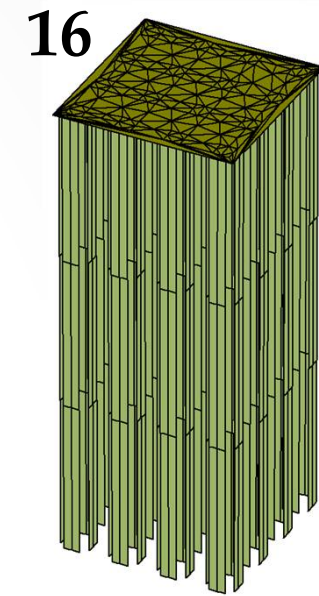
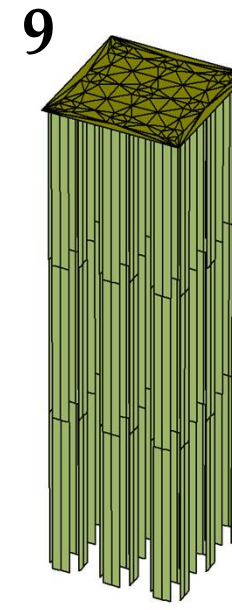
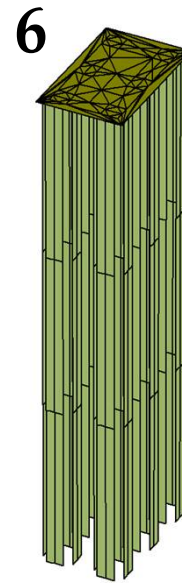
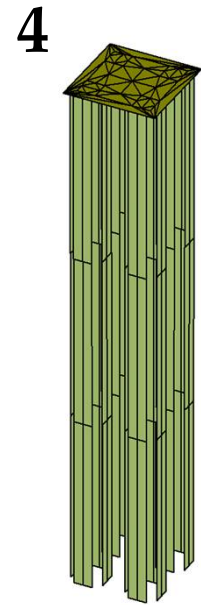
Схеми розміщення паль в ростверках

Група дослідів	Кількість паль	Розмір ростверку в плані	Вид ґрунту
Пальові фундаменти	4	1,5x1,5 м	піщаний
			глинистий
	5	1,8x1,8 м	піщаний
			глинистий
	6	1,5x2,4 м	піщаний
			глинистий
9	2,4x2,4 м	піщаний	
		глинистий	
12	2,4x3,3 м	піщаний	
		глинистий	
16	3,3x3,3 м	піщаний	
		глинистий	
Ростверки як фундаменти мілкового закладання	-	1,5x1,5 м	піщаний
			глинистий
	-	1,8x1,8 м	піщаний
			глинистий
	-	1,5x2,4 м	піщаний
			глинистий
	-	2,4x2,4 м	піщаний
			глинистий
-	2,4x3,3 м	піщаний	
		глинистий	
-	3,3x3,3 м	піщаний	
		глинистий	

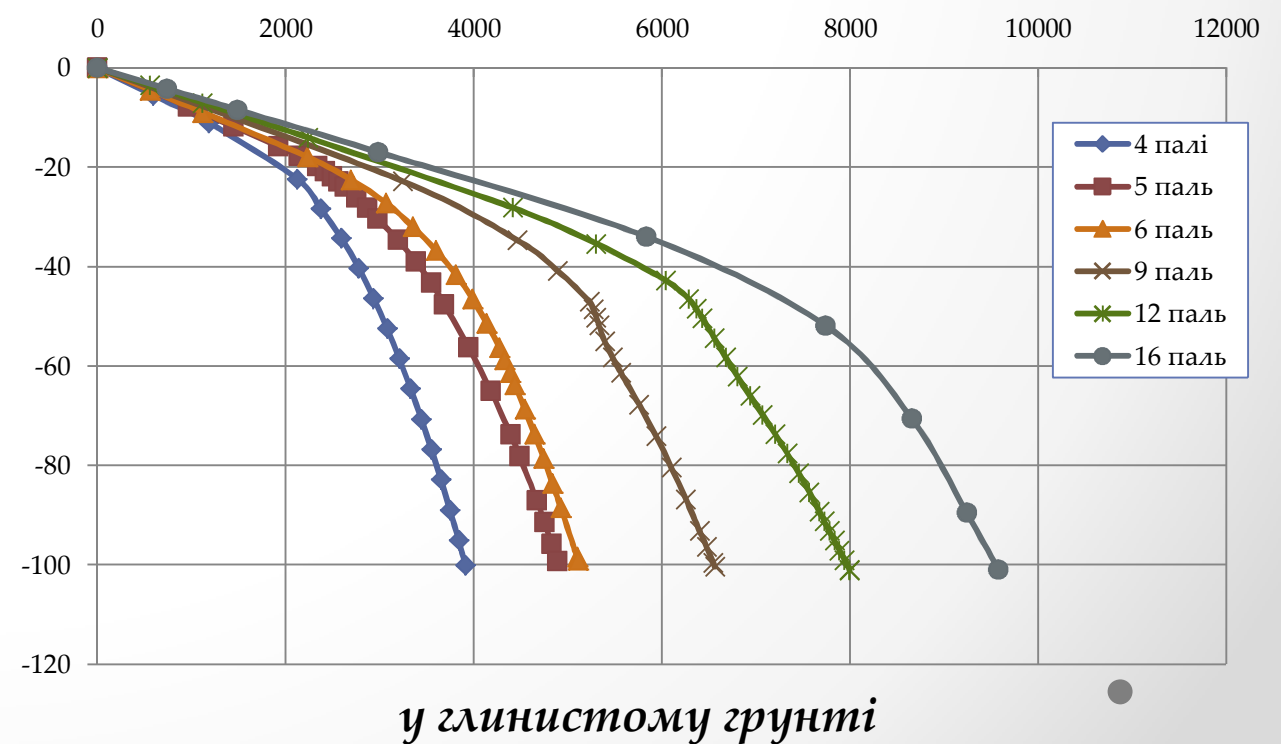
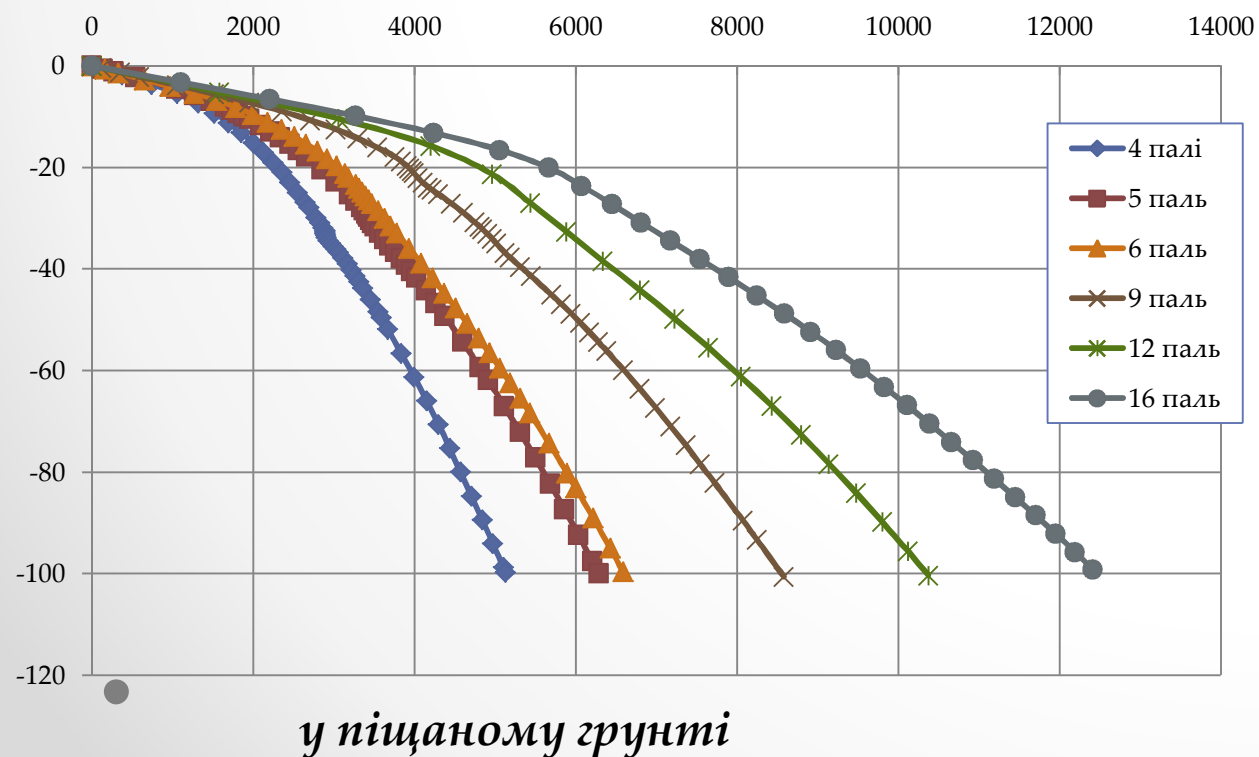
При моделюванні роботи пальового фундаменту були враховані наступні фази роботи:

- ✓ робота ґрунтової товщі без фундаментів (початкова фаза);
- ✓ влаштування стовпчастого пальового фундаменту (перша фаза);
- ✓ робота стовпчастого пальового фундаменту під дією вертикального навантаження (друга фаза).

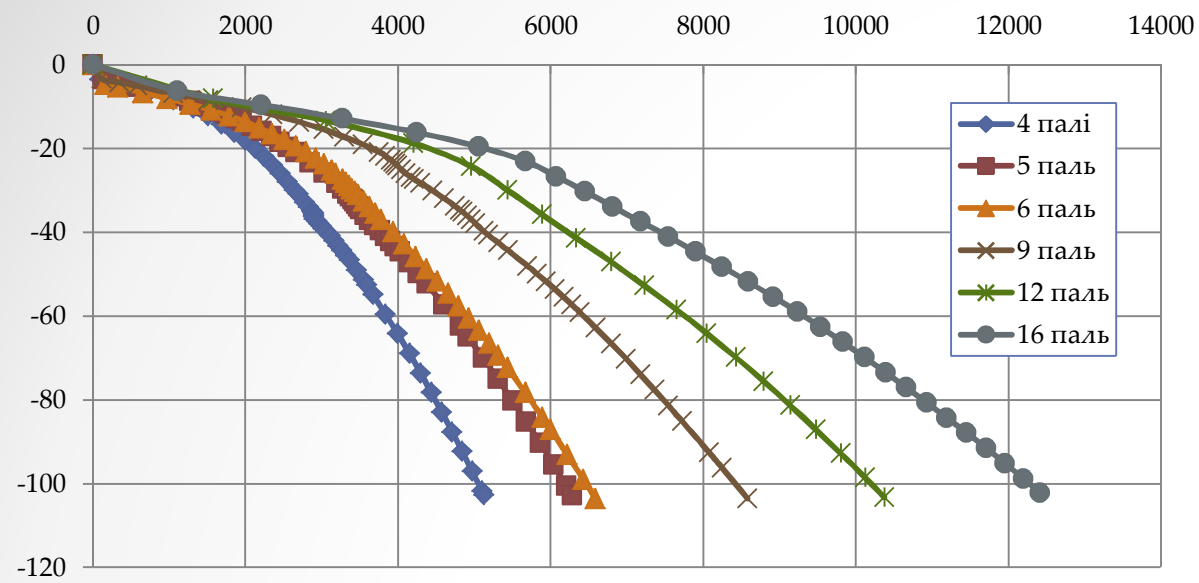
Моделі стовпчастого пальового фундаменту при 4, 6, 9 та 16 палях у групі в програмному середовищі PLAXIS 3D



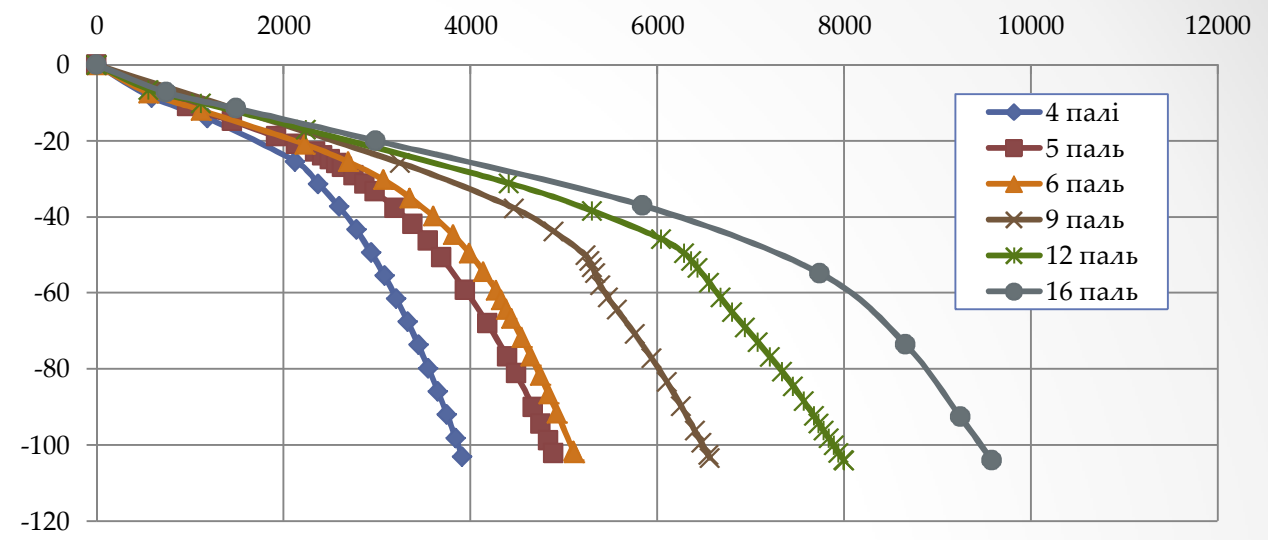
Графіки залежності навантаження – осідання для палових фундаментів при жорсткому з'єднанні палей у ростверку



Графіки залежності навантаження – осідання для палових фундаментів при шарнірному з'єднанні палів у ростверку

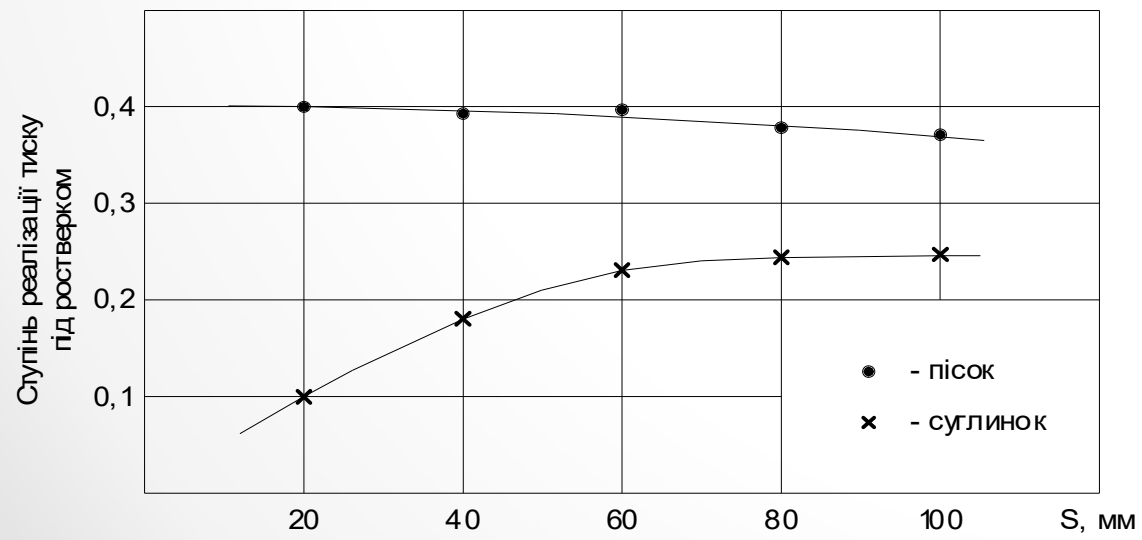


у піщаному ґрунті

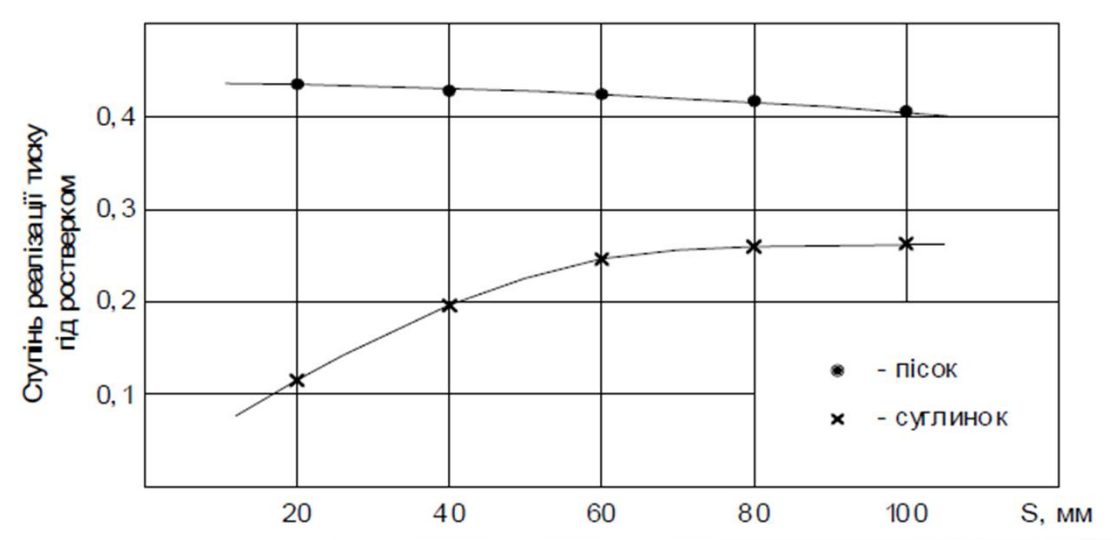


у глинистому ґрунті

Залежність ступеня реалізації тиску під подошвою ростверку у складі стовпчастого пального фундаменту від величини осідання



при жорсткому з'єднанні



при шарнірному з'єднанні

ФАСАД В ОСЯХ 1-13



ФАСАД В ОСЯХ А-П



ФАСАД В ОСЯХ 13-1

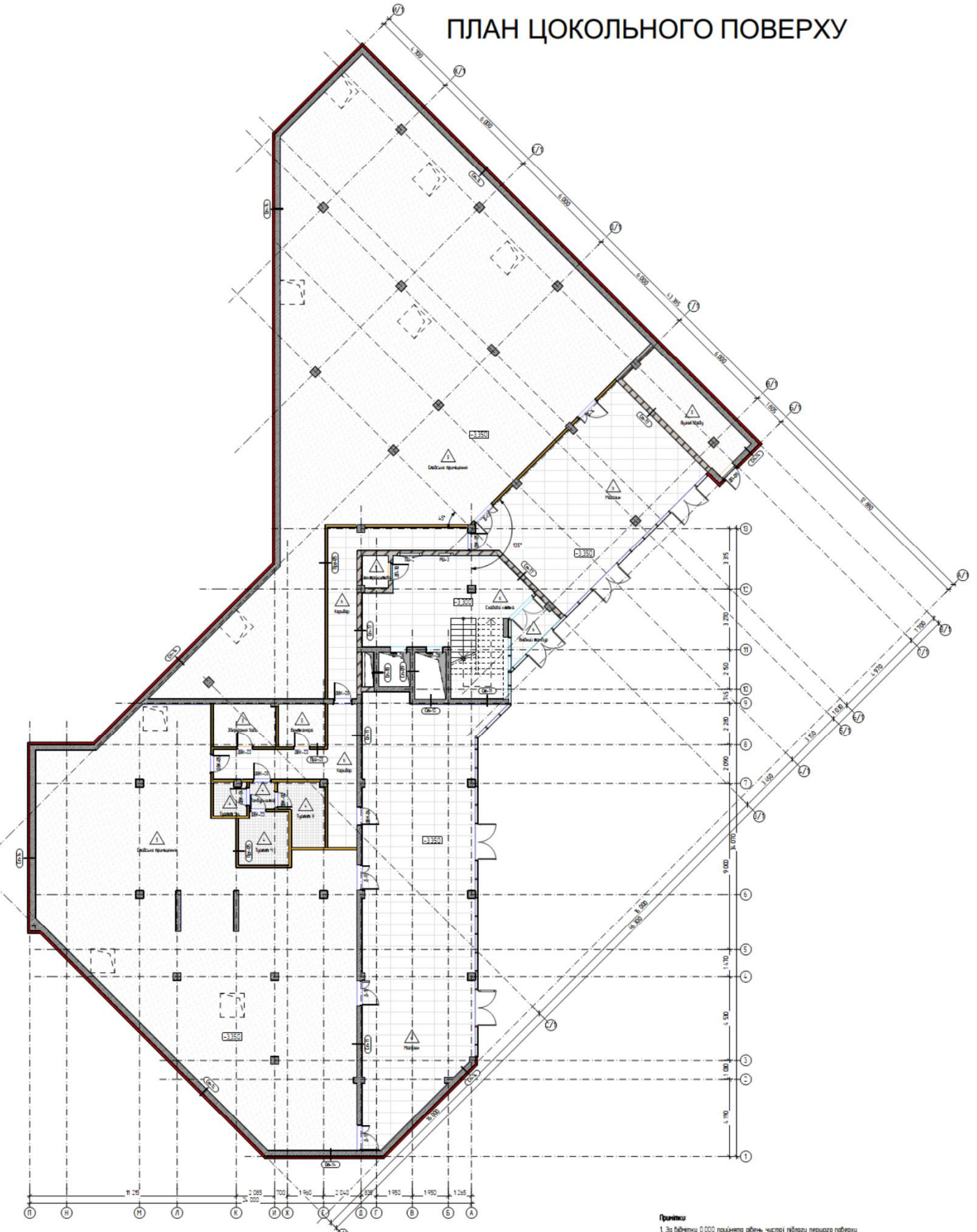


ФАСАД В ОСЯХ П-А



						08-11.МКР.017-АБ		
						Нове будівництво офісного центру на вул. Корольова, в м. Рівне		
Зм.	Кільк.	Арх.	№Док.	Підп.	Дата	Підписання неючої здатності	Лист	Листов
Розробив	Опішує	Д.М.				розробку у складі пального куші	п	6
Перевірив	Моруні	А.С.						
Керівник	Моруні	А.С.						
І.хонрт	Масвська	І.В.						
ОпONENT	Слободян	Н.М.						
Затвердив	Шевць	В.В.						
						ФАСАД В ОСЯХ 1-13;13-1;А-П;П-А		
						ІНТУ гр. Б-21ма		

ПЛАН ЦОКОЛЬНОГО ПОВЕРХУ



Примечание:
 1. За объектом 0.000 принята рабочая чистая полка первого этажа.
 2. Лист читается разрез в фасадном, разрезном, видности перемычки по плану разрезания перемычки.

ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН



Примечание:
 Через планку разработки проложить
 сепаратор, водопроводную сеть, канализационную
 сеть, электропроводку, кабель. Разработать
 перевернутые сортовые каналы на стадии разработки
 ГРП/Водопровод до ДБН Б.2.2-10:2019. Водопровод И.1
 Вдоль всей длины кабеля до фундамента здания
 не менее 0,5м.

08-11.МКР.017-АБ						
Новое здание офисного центра на вул. Корольова, в м. Рівне						
Зм.	Плн.	Арх.	М.Б.	Плн.	Дата	Стадія
Розробник	Олійник Д.М.					Лист
Перевірник	Морган А.С.					Листов
Керівник	Морган А.С.					п 3 6
І.контр.	Макаська І.В.					
Опонент	Слободян Н.М.					
Затвердив	Шевць В.В.					ВНТУ гр. Б-21мз

РОЗРІЗ 2-2

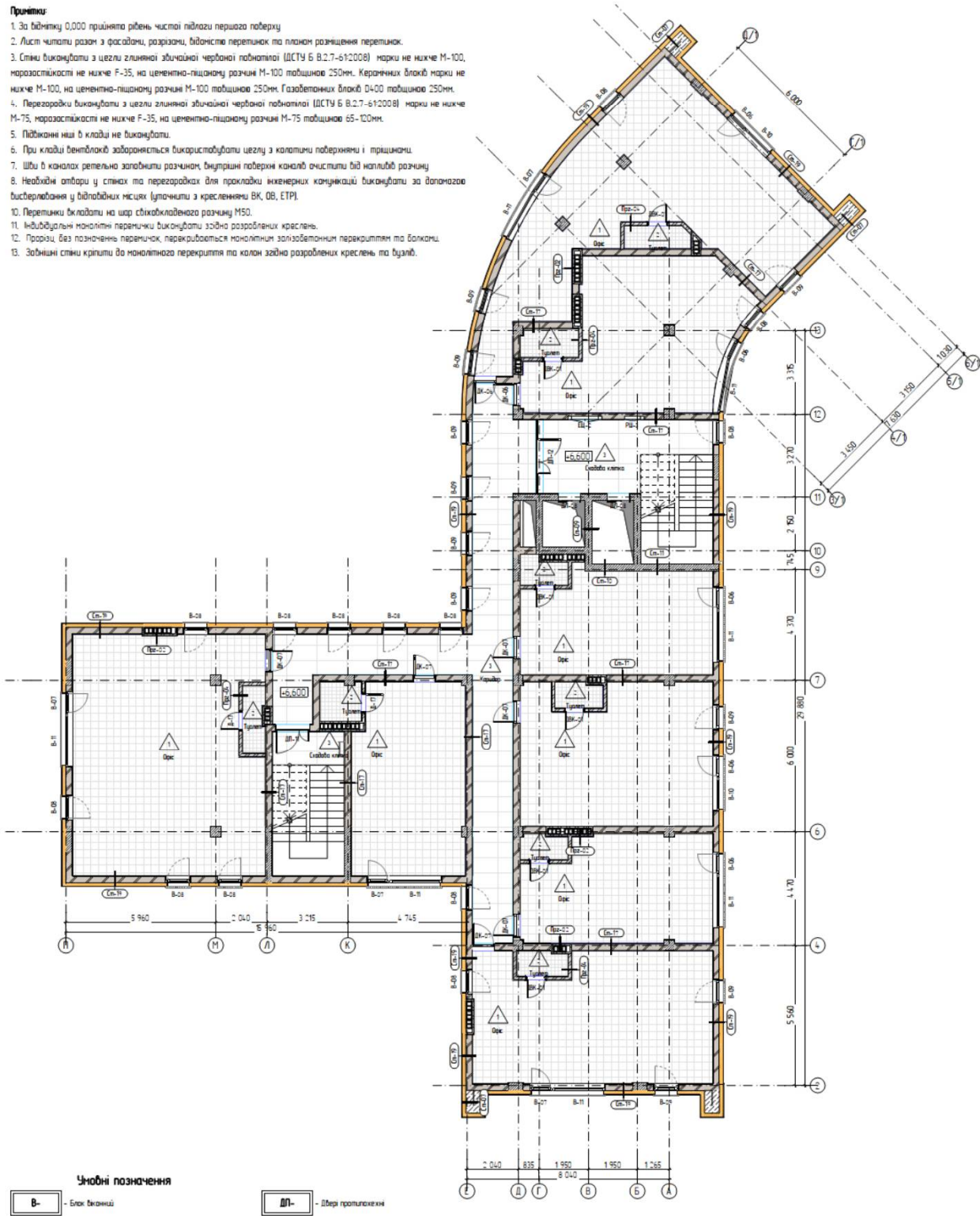


						08-11.МКР.017-АБ						
						Нове будівництво офісного центру на вул. Корольова, в м. Рівне						
Зм.	Клм.	Арх.	Відп.	Підп.	Дата	Підвищення несучої здатності ростверку у складі панельних кушів				Стадія	Лист	Листов
Розробив	Олішук Д.М.					РОЗРІЗ 2-2				п	2	6
Перевірив	Морун А.С.					ВНТУ гр. Б-21мз						
Керівник	Морун А.С.											
І.контр	Масвська І.В.											
ОпONENT	Слободян Н.М.											
Ватвердив	Лань В.В.											

ПЛАН ТИПОВОГО ПОВЕРХУ

Примеч:

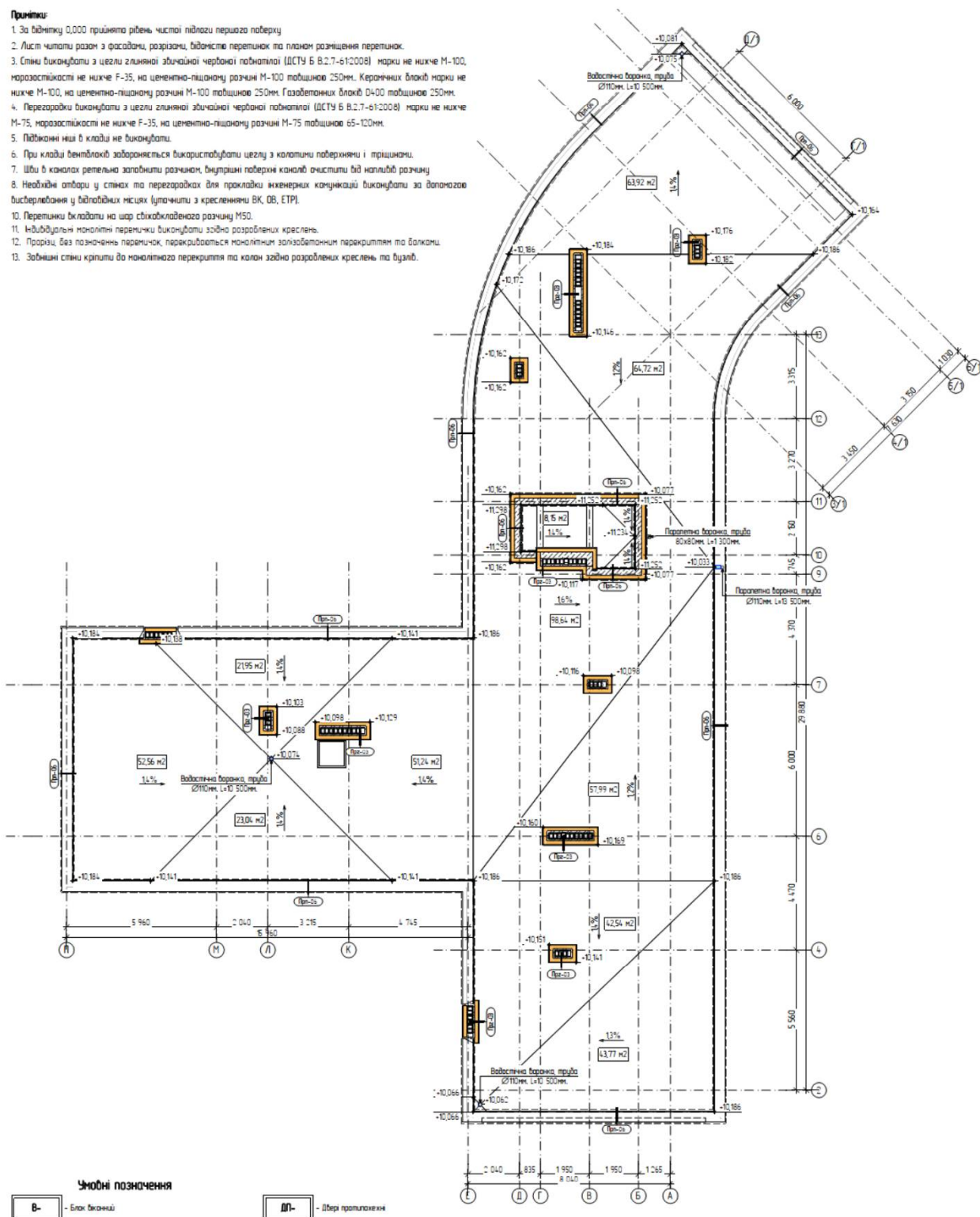
1. За відмітку 0,000 прийнята рівень чистої підлоги першого поверху.
2. Лист читати разом з фасадом, розрізами, відносне перетинки по планам розміщення перетинки.
3. Стіни виконувати з цегли глиняної звичайної червоної побитлої (ДСТУ Б В.2.7-61:2008) марки не нижче М-100, морозостійкості не нижче F-35, на цементно-піщаному розчині М-100 товщиною 250мм. Керамічних блоків марки не нижче М-100, на цементно-піщаному розчині М-100 товщиною 250мм. Газобетонних блоків D400 товщиною 250мм.
4. Перегородки виконувати з цегли глиняної звичайної червоної побитлої (ДСТУ Б В.2.7-61:2008) марки не нижче М-75, морозостійкості не нижче F-35, на цементно-піщаному розчині М-75 товщиною 65-100мм.
5. Підвікони нш в кладві не виконувати.
6. При кладві вентблоків забороняється використовувати цеглу з калачами попериними і тріщинани.
7. Шви в каналах ретельно заповнити розчином, внутрішні поверхні каналів очистити від нальодів розчину.
8. Необхідні отвори у стінах та перегородках для прокладкі інженерних комунікацій виконувати за допомогою висверлювання у відповідних місцях (уточнити з кресленнями ВК, ОБ, ЕТР).
10. Перетинки вклатати на швр стіковокладеного розчину М50.
11. Індивідуальні монолітні перетинки виконувати згідно розроблених креслень.
12. Прорізи, без позначень перетинки, перекриваються монолітним залізобетонним перекриттям та балками.
13. Зовнішні стіни кривити до наявного перекриття по калон згідно розроблених креслень, та бузид.



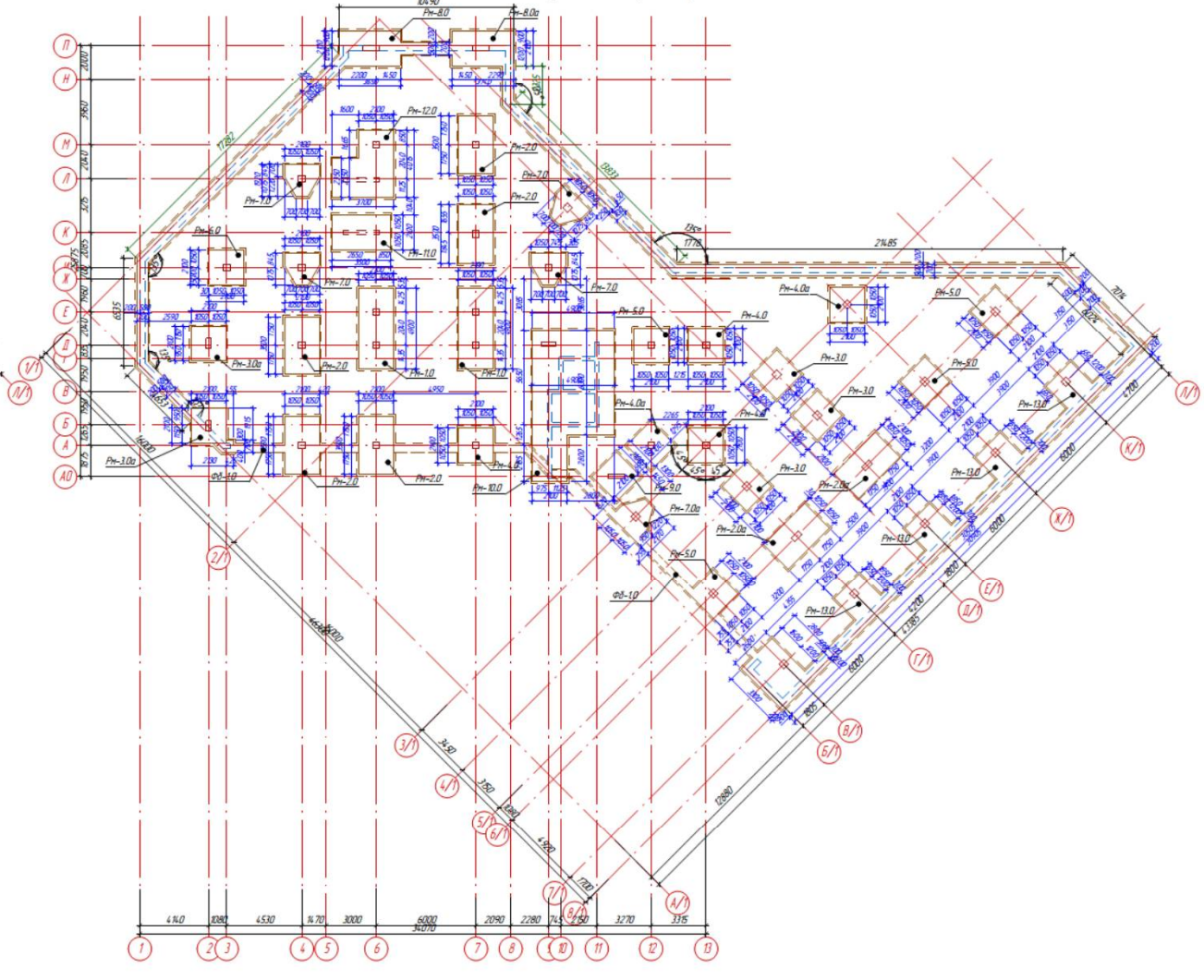
ПЛАН ПОКРІВЛІ

Примеч:

1. За відмітку 0,000 прийнята рівень чистої підлоги першого поверху.
2. Лист читати разом з фасадом, розрізами, відносне перетинки по планам розміщення перетинки.
3. Стіни виконувати з цегли глиняної звичайної червоної побитлої (ДСТУ Б В.2.7-61:2008) марки не нижче М-100, морозостійкості не нижче F-35, на цементно-піщаному розчині М-100 товщиною 250мм. Керамічних блоків марки не нижче М-100, на цементно-піщаному розчині М-100 товщиною 250мм. Газобетонних блоків D400 товщиною 250мм.
4. Перегородки виконувати з цегли глиняної звичайної червоної побитлої (ДСТУ Б В.2.7-61:2008) марки не нижче М-75, морозостійкості не нижче F-35, на цементно-піщаному розчині М-75 товщиною 65-100мм.
5. Підвікони нш в кладві не виконувати.
6. При кладві вентблоків забороняється використовувати цеглу з калачами попериними і тріщинани.
7. Шви в каналах ретельно заповнити розчином, внутрішні поверхні каналів очистити від нальодів розчину.
8. Необхідні отвори у стінах та перегородках для прокладкі інженерних комунікацій виконувати за допомогою висверлювання у відповідних місцях (уточнити з кресленнями ВК, ОБ, ЕТР).
10. Перетинки вклатати на швр стіковокладеного розчину М50.
11. Індивідуальні монолітні перетинки виконувати згідно розроблених креслень.
12. Прорізи, без позначень перетинки, перекриваються монолітним залізобетонним перекриттям та балками.
13. Зовнішні стіни кривити до наявного перекриття по калон згідно розроблених креслень, та бузид.



						08-11.МКР.017-АБ			
						Нове будівництво офісного центру на вул. Корольова, в м. Рівне			
Зм.	Кук.	Арх.	Інж.	Підп.	Дата	Підвищення несучої здатності ростверку у складі пальових куців	п	4	6
Розробив	Олійник Д.М.								
Перевірив	Моргул А.С.								
Керівник	Моргул А.С.								
Інжерт	Масовська І.В.								
ОпONENT	Слободян Н.М.					ПЛАН ТИПОВОГО ПОВЕРХУ			
Ватвердив	Іванюк В.В.					ПЛАН ПОКРІВЛІ		ВНТУ гр. Б-21мз	



- Умовні позначення:
- палля типу CFA 160.4.0
 - палля типу CFA 140.4.0
 - палля типу CFA 120.4.0
 - проблина палля
 - анкерна палля

Специфікація елементів

Поз.	Позначення	Кількість	Висота, м	Об'єм, м³	Примітки
Pr-1.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	2,617 м³	
Pr-2.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	4,417 м³	
Pr-3.0	Палля фундаменту Ø300	2	на нс +4,250	2,617 м³	
Pr-4.0	Палля фундаменту Ø300	3	на нс +4,250	2,617 м³	
Pr-5.0	Палля фундаменту Ø300	2	на нс +4,250	2,617 м³	
Pr-6.0	Палля фундаменту Ø300	4	на нс +4,250	2,617 м³	
Pr-7.0	Палля фундаменту Ø300	4	на нс +4,250	4,417 м³	
Pr-8.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	2,617 м³	
Pr-9.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	4,417 м³	
Pr-10.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	2,617 м³	
Pr-11.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	4,417 м³	
Pr-12.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	2,617 м³	
Pr-13.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	4,417 м³	
Pr-14.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	2,617 м³	
Pr-15.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	4,417 м³	
Pr-16.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	2,617 м³	
Pr-17.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	4,417 м³	
Pr-18.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	2,617 м³	
Pr-19.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	4,417 м³	
Pr-20.0	Палля фундаменту Ø300	1	на нс +4,250	2,617 м³	

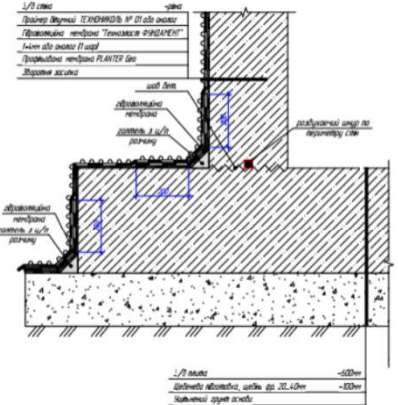
Таблиця вмістків палль

Позначення палль	Висота, м	Об'єм, м³	Висота, м	Об'єм, м³	Висота, м	Об'єм, м³
Pr-1.0	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	2,617
Pr-2.0	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617
Pr-3.0	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617
Pr-4.0	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617
Pr-5.0	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617
Pr-6.0	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617
Pr-7.0	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417
Pr-8.0	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617
Pr-9.0	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417
Pr-10.0	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617
Pr-11.0	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417
Pr-12.0	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617
Pr-13.0	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417
Pr-14.0	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617
Pr-15.0	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417
Pr-16.0	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617
Pr-17.0	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417
Pr-18.0	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617
Pr-19.0	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417	на нс +4,250	4,417
Pr-20.0	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617	на нс +4,250	2,617

Вмістків палль

Позначення палль	Позначення	Кількість	Висота, м	Об'єм, м³	Примітки
Pr-1.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	2,617	
Pr-2.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	4,417	
Pr-3.0	на нс +4,250	2	на нс +4,250	2,617	
Pr-4.0	на нс +4,250	3	на нс +4,250	2,617	
Pr-5.0	на нс +4,250	2	на нс +4,250	2,617	
Pr-6.0	на нс +4,250	4	на нс +4,250	2,617	
Pr-7.0	на нс +4,250	4	на нс +4,250	4,417	
Pr-8.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	2,617	
Pr-9.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	4,417	
Pr-10.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	2,617	
Pr-11.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	4,417	
Pr-12.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	2,617	
Pr-13.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	4,417	
Pr-14.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	2,617	
Pr-15.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	4,417	
Pr-16.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	2,617	
Pr-17.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	4,417	
Pr-18.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	2,617	
Pr-19.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	4,417	
Pr-20.0	на нс +4,250	1	на нс +4,250	2,617	

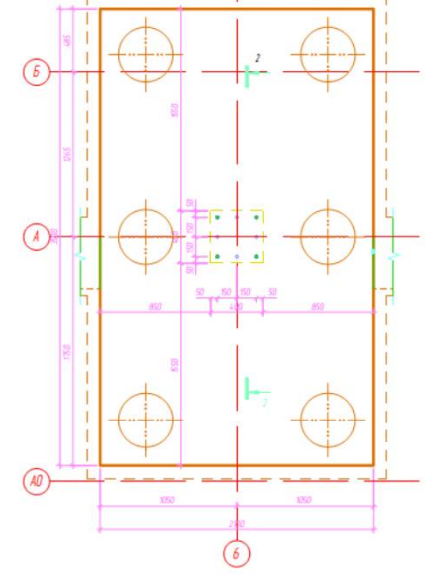
Візуал з'ясування фундаменту та стіни



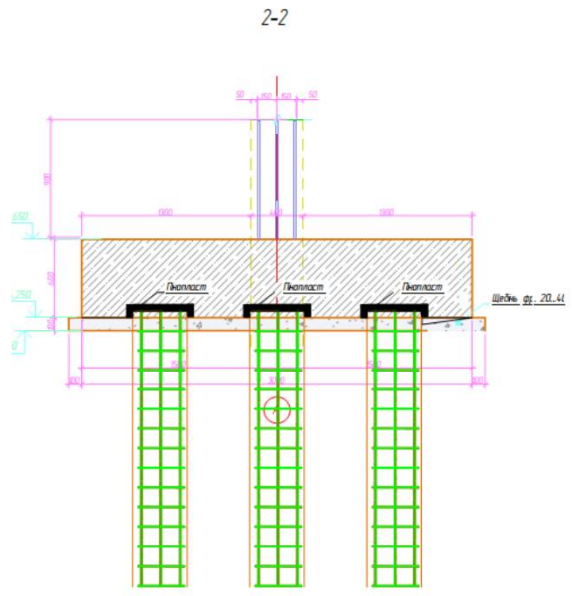
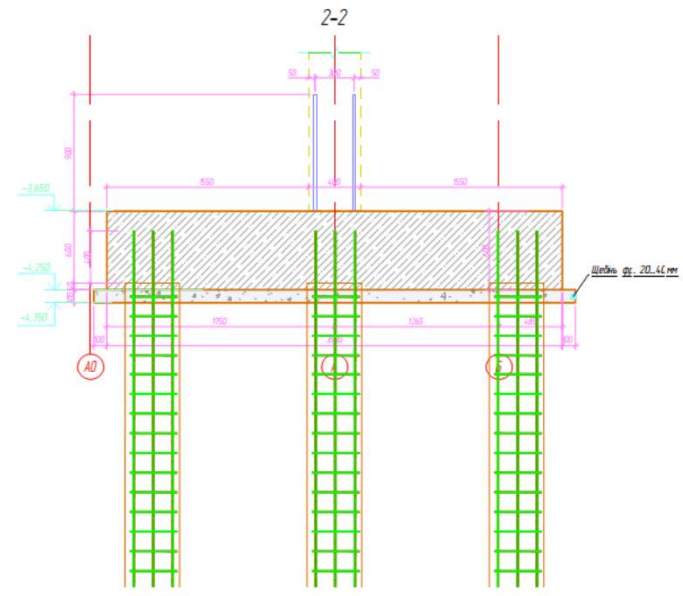
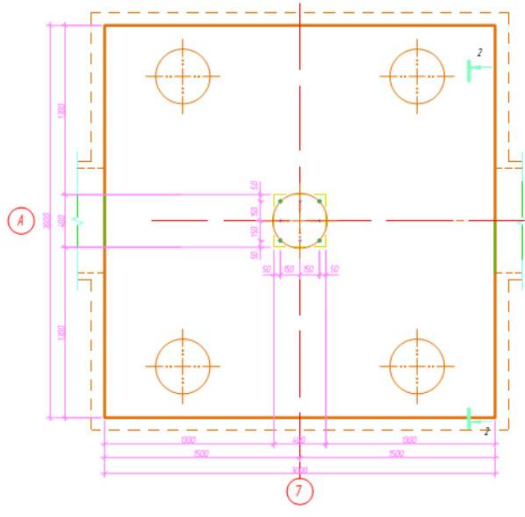
08-11.МКР.017-АБ					
Нове будівництво офісного центру на вул. Корольова, в м. Рівне					
Зм.	Рівне	Арх.	М.С.	Плп.	Дата
Розробив	Епічук Д.М.				
Перевірив	Морган А.С.				
Керівник	Морган А.С.				
Н.контр.	Мавська І.В.				
ОпONENT	Слободян Н.М.				
Ватвердив	Шевч В.В.				
Підвищення несучої здатності ростверку у складі палльових куців				Стадія	Лист
СХЕМА РОЗМІЩЕННЯ ПАЛЬ				п	5
ОПАЛУБНИЙ ПЛАН РОСТВЕРКУ				Листов	6
ВНТУ гр. Б-21мз					

ВЛАШТУВАННЯ РОСТВЕРКІВ

Влаштування ростверку традиційним методом



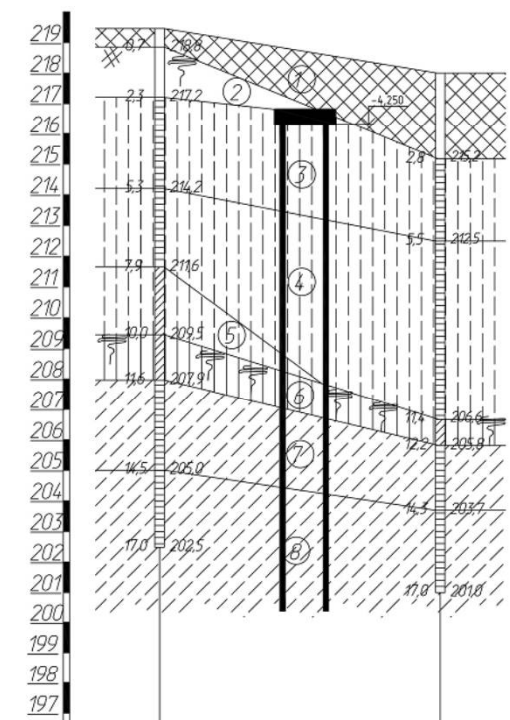
Влаштування ростверку за результатом наукового дослідження



ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ УЛАШТУВАННЯ РОСТВЕРКУ

Показники	Класичний варіант	За результатом наукового дослідження
Прямі витрати, тис. грн	164,02463	147,13979
Кошторисна заробітня плата, тис грн	15,37846	13,40754
Загальновиробничі витрати, тис грн	5,5747	4,87326
Усього за кошторисом, тис. Грн	169,59933	152,01305
Економічна ефективність, Тис. грн		17,58628

Інженерно-геологічний розріз по лінії 7-7



Вид та номер виробки	sv-5	sv-7
Абс. відмітка гирла, м	219,5	218,0
Відстань, м	23,0	

Інженерно-геологічна колонка з таблицею нормативних і розрахункових значень показників властивостей ґрунтів

Індекс ґрунтового ґрунту	Вид ґрунту	Літературні дані (номер інженерно-геологічного розрізу)	Номенклатурна назва ґрунту (згідно ДСТУ Б В.2.1-96)	Нормативні значення										Розрахункові значення						Додаткові дані	
				Порядок		Частка глиниста	Модуль реактивності	Порядок пористості	Коефіцієнт пористості	Середня щільність	Щільність	Модуль деформації	Питомі ваги		Лінійне зчленення	Коефіцієнт пористості ґрунту	Відносний вміст органічних речовин	Розрахунковий ступінь зчленування	Коефіцієнт пористості	Коефіцієнт фільтрації	Коефіцієнт пористості
				W	I _p								W _p	I _c							
t	Q ₄		Лінійні ґрунти - чорнозем супічний з невеликою домішкою суглинку, неглинисті, темні-сірі																	26-A	
p	Q ₄		ґрунтово-рашпакістий іржаво-жовтий слабоуплотнений чорний																	9-A	
va	Q ₄	1	ґрунт ґрунтово-рашпакістий, жовто-коричневий, жовто-сірий	0,15	0,06	0,18	-0,03	0,77	0,52	1,75	10	17,3	17,1	10	7	20	17			36-B	
va	Q ₄	2	ґрунт ґрунтово-рашпакістий, жовто-коричневий, жовто-сірий	0,16	0,06	0,18	-0,03	0,67	0,64	1,87	12	18,5	18,3	12	8	23	20			36-B	
va	Q ₄	3	ґрунт ґрунтово-рашпакістий, жовто-коричневий, жовто-сірий	0,20	0,06	0,18	0,33	0,70	0,77	0,90	12	18,8	18,6	12	8	22	19			36-A	
va	Q ₄	4	ґрунт ґрунтово-рашпакістий, жовто-коричневий, жовто-сірий	0,22	0,10	0,20	0,20	0,72	0,83	1,92	18	19,0	18,8	18	8	23	20			35-A	
va	Q ₄	5	ґрунт ґрунтово-рашпакістий, жовто-коричневий, жовто-сірий	0,15	0,07	0,18	-0,04	0,64	0,67	1,90	14	18,8	18,6	13	9	24	21			36-B	
va	Q ₄	6	ґрунт ґрунтово-рашпакістий, жовто-коричневий, жовто-сірий	0,17	0,07	0,18	-0,04	0,63	0,73	1,93	15	19,1	18,9	13	9	24	21			36-B	

08-11.МКР.017-АБ										
Нове будівництво офісного центру на вул. Корольова, в м. Рівне										
Зм.	Клас.	Фронт.	Мод.	Пер.	Дата					Лист
Розробив	Олійчук Д.М.					Стадія	Лист	Листов		
Перевірив	Моргун А.С.					Розроблення несучої здатності ростверку у складі паливних куздів	п	6	6	
Керівник	Моргун А.С.					Влаштування ростверку традиційним методом та за результатами наукового дослідження	ВНТУ гр. Б-21мз			
І-конрт	Мавська І.В.									
Експерт	Слободян Н.М.									
Ватвердив	Шевць В.В.									

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Великою кількістю досліджень пильових фундаментів з забивних пиль встановлено, що у складі пильового фундаменту частина навантаження передається на палі, а частина – на ростверк, навантаження між пильями розподіляється нерівномірно.

На підставі проведених досліджень перерозподілу зусиль між елементами пильових груп з різною кількістю забивних пиль можна зробити наступні висновки:

- із збільшенням кількості пиль у групі гірше реалізують себе як палі, так і ростверк. Ступінь реалізації тиску під ростверком знаходиться в межах 0,1-0,58, а ступінь реалізації несучої здатності пиль в межах 0,86-1,27;
- палі у складі куща реалізуються не повністю при кількості пиль 12-16 шт. (крок 3d), їх несуча здатність в групі наближається до несучої здатності одиночної палі при кількості пиль 9 шт. Для кущів з кількістю пиль 4-6 шт. ступінь реалізації несучої здатності палі перевищує одиницю. Отже, у групах з незначною кількістю пиль вони працюють у кущі краще, ніж одиночні і тим краще, чим менше їхня кількість;
- вид ґрунту (піщаний або глинистий) суттєво не впливає на перерозподіл зусиль між елементами групи пиль;
- результати визначення несучої здатності пиль у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation доцільно використовувати у проєктній практиці для корегування значень, визначених теоретичним шляхом за рекомендаціями норм [34].

У розділі "Технічна частина" розглянуто архітектурно-будівельні рішення офісного центру во вулиці Корольова у місті Рівне. Виконано теплотехнічний розрахунок та конструювання складових зовнішнього утеплення. При якому було підібрано утеплювач з мінераловатних плит товщиною 150 мм, який відповідає протипожежним нормам та забезпечує потрібний термічний опір. Виконано розрахунок і проєктування кущового пильового фундаменту за рекомендаціями норм і з врахуванням результатів наукового дослідження.

Для економічної оцінки запропонованих варіантів фундаментів виконано техніко-економічне порівняння, за результатами якого встановлено, що найбільш економічним є 2 варіант фундаменту із забивних пиль (за результатами наукових досліджень). Економічний ефект – 17,59 тис. грн.

У роботі також було розглянуто заходи та засоби з охорони праці під час виконання проєктних будівельних робіт, досліджено небезпечні та шкідливі виробничі фактори. Було виконано оцінку безпеки роботи внутрішньобудинкової електромережі багатопверхових будинків в умовах дії іонізуючих випромінювань та електромагнітного імпульсу.

ВІДГУК
керівника магістерської кваліфікаційної роботи

студента Оліщука Дениса Миколайовича
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: «Підвищення несучої здатності ростверку
у складі пальових кущів»

Пошук нових економічних рішень влаштування фундаментів мілкового закладання, що призводять до зменшення вартості і трудомісткості, є актуальною задачею.

Магістерську кваліфікаційну роботу (МКР) виконано відповідно до завдання. Магістр під час виконання роботи показав достатній рівень інженерної підготовки, здатен самостійно вирішувати поставлені задачі.

У магістерській кваліфікаційній роботі досліджено роботу ростверку у складі пальових кущів при жорсткому та шарнірному з'єднанні паль з ростверком. Встановлено, що шарнірне з'єднання сприяє підвищенню несучої здатності ростверку у складі пальових кущів.

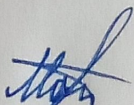
За результатами наукового розділу запропоновано рішення щодо проектування пальових фундаментів для технічного об'єкту. У розділі «Економічна частина» за кошторисними розрахунками встановлено позитивний економічний ефект від застосування результатів досліджень наукової частини.

Основний зміст МКР висвітлений у тезах, що опубліковані у матеріалах ІІ науково-технічної конференції факультету будівництва, теплоенергетики та газопостачання, ВНТУ (2023).

У тексті пояснювальної записки присутні незначні граматичні помилки, але магістерська кваліфікаційна робота у цілому виконана на достатньому рівні, при відповідному захисті заслуговує на оцінку «В» (82 б).

**Керівник магістерської
кваліфікаційної роботи**

проф. каф. БМГА, д.т.н
(посада, науковий ступінь, вчене звання)


(підпис)

А. С. Моргун
(ініціали, прізвище)

ВІДГУК ОПОНЕНТА

На магістерську кваліфікаційну роботу

студента Оліщука Дениса Миколайовича
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Підвищення несучої здатності ростверку
у складі пальових кущів

Презентована робота виконана на актуальну тематику, яка важлива для нашого суспільства сьогодні. Основна суть поданої роботи відповідає завданню, а отримані в результаті досліджень висновки в повній мірі відображують поставлені задачі. Робота виконана на достатньому рівні, всі прийняті рішення обґрунтовані результатами досліджень або відповідними розрахунками. Результати наукових досліджень магістерської кваліфікаційної роботи були апробовані на ЛІІ (52-ій) науково-технічній конференції факультету будівництва, теплоенергетики та газопостачання, ВНТУ (травень, 2023 р.).

У магістерській кваліфікаційній роботі запропоновано для підвищення несучої здатності ростверку у складі пальових кущів використовувати шарнірне з'єднання паль з ростверком. Воно влаштовується шляхом вкладання на голову палі і навколо неї шару пінополістиролу товщиною до 5 см. Досліджено роботу пальового стовпчастого фундаменту з різним з'єднанням паль у ростверку в різних ґрунтових умовах. За результатами досліджень запроектовано оптимальний пальовий фундамент для технічного об'єкту, що дало змогу отримати непоганий економічний ефект.

В цілому роботу виконано на достатньому рівні, відповідає вимогам оформлення. За виконану роботу при належному захисті магістрант заслуговує на оцінку «А» (90 б.) та присвоєння кваліфікації магістра з будівництва.

Опонент

К.Т.Н., доцент каф. ІСБ
(посада, науковий ступінь, вчене звання)



Слободян Н.М.
(ініціали, прізвище)