

Вінницький національний технічний університет

(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет будівництва, теплоенергетики та газопостачання

(повне найменування інституту, назва факультету (відділення))

Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури

(повна назва кафедри (предметної, циклової комісії))

## **Пояснювальна записка до магістерської кваліфікаційної роботи**

\_\_\_\_\_магістр\_\_\_\_\_

(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему: Опір вертикальним навантаженням стрічкових пальових фундаментів за  
методом граничних елементів

08.08 МКР.010.00.000.ПЗ

Виконав: магістрант 2 курсу, групи Б-18м  
спеціальності

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва напрямку підготовки, спеціальності)

\_\_\_\_\_Мойсеєнко Є.О\_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

Керівник \_\_\_\_\_Моргун А. С.\_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

Рецензент \_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

Опонент \_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

м. Вінниця - 2019 рок

Листи	Відомість графічної частини
1	Фасад 1-18, Фасад 18-1, Генплан, План 1-6-9-го поверхів, Умовні позначення, експлікація будівель та споруд, ТЕП.
2	Розріз 1-1, План перекриття, План даху, Вузли.
3	Геологічний розріз, Переріз по фундаменту 1-1, Конструювання трьох видів фундаменту, Специфікації.
4	Календарний план будівництва, Графік руху робочих, поставок матеріалів та техніки.
5	Будгенплан, умовні позначення, експлікація приміщень, умовні позначення, вказівки до виконання робіт, ТЕП.

## Реферат

Магістерська кваліфікаційна робота присвячена актуальному питанню геомеханіки та фундаментобудування – удосконаленню методів розв’язання граничної задачі нелінійної поведінки під навантаженням стрічкових пальових фундаментів висотних споруд для можливості прогнозування їх несучої спроможності. В роботі напрацьовано раціональну модель для дослідження роботи стрічкових пальових фундаментів за сучасним числовим МГЕ. Досліджено ефект перерозподілу навантаження між робочими поверхнями стрічкових пальових фундаментів.

**Ключові слова:** стрічкові пальові фундаменти, метод граничних елементів, прогнозування несучої спроможності.

## Abstract

The master's qualification work is devoted to the actual issue of geomechanics and foundation engineering - improvement of methods of solving the boundary value problem of nonlinear behavior under load of pile foundations of high-rise structures in order to predict their bearing capacity. A rational model for the study of the work of belt pile foundations on a modern numerical IGE has been developed in the work. The effect of load redistribution between the working surfaces of the tape pile foundations is investigated.

**Keywords:** tape pile foundations, boundary element method, load capacity prediction.

## ЗМІСТ

<b>ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ ТА СКОРОЧЕНЬ</b> . . . . .	7
<b>ВСТУП</b> . . . . .	8
<b>РОЗДІЛ 1 НАУКОВО – ДОСЛІДНА ЧАСТИНА</b> . . . . .	15
1.1 Аналітичний огляд літературних джерел. Особливості сумісної роботи паль, пальових фундаментів з їх основами . . . . .	15
1.2 Експериментальні дослідження визначення величини розрахункових навантажень на палі в стрічковому пальовому фундаменті . . . . .	26
1.3. Розрахунок осідань стрічкових пальових фундаментів згідно нормативних документів та практичному методу А.А. Бартоломія . . . . .	35
1.4. Дослідження опору однорядних стрічкових пальових фундаментів вертикальним навантаженням за МГЕ . . . . .	39
1.4.1. Основні етапи прикладання МГЕ в розрахунках СПФ . . . . .	39
1.4.2. Структура програми розрахунку стрічкового пальового фундаменту на ЕОМ . . . . .	42
1.4.3. Результати досліджень особливостей опору стрічкових пальових фундаментів вертикальним навантаженням . . . . .	47
Висновки до розділу 1 . . . . .	56
<b>РОЗДІЛ 2 ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА</b> . . . . .	58
2.1 Архітектурно-будівельні рішення . . . . .	58
2.1.1 Загальні положення . . . . .	58
2.1.2 Район будівництва . . . . .	58
2.1.3 Генеральний план . . . . .	59
2.1.4 Об’ємно-планувальні рішення . . . . .	59
2.1.5 Архітектурно-конструктивні рішення . . . . .	60
2.2 Основи та фундаменти . . . . .	60
2.2.1 Підготовка даних для проектування . . . . .	60
2.2.2 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика . . . . .	60

2.2.3 Збір навантажень на фундамент. . . . .	61
2.2.4 Розрахунок фундаменту мілкого закладання . . . . .	68
2.2.5 Розрахунок фундаменту у варіанті з забивних призматичних паль . . . . .	74
2.2.6 Розрахунок фундаменту у варіанті з бурових паль. . . . .	85
2.3 Організація будівництва і відомості обсягів робіт . . . . .	89
2.3.1 Характеристика будівельного майданчику 89	
2.3.2 Розрахунок і проектування календарного графіка виконання робіт по об'єкту . . . . .	89
2.3.3 Розрахунок параметрів календарного графіка . . . . .	91
2.3.4 Проектування будівельного генерального плану . . . . .	102
2.3.5 Проектування та розрахунок адміністративно-побутових приміщень . . . . .	102
2.3.6 Проектування та розрахунок мереж тимчасового електропостачання будівельного майданчика . . . . .	106
2.3.7 Проектування та розрахунок мереж тимчасового водопостачання будівельного майданчика . . . . .	108
2.3.8 Техніко – економічні показники будівництва . . . . .	110
2.4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях . . . . .	111
2.4.1 Технічні рішення щодо безпечної експлуатації об'єкта . . . . .	113
2.4.2 Технічні рішення з гігієни праці та виробничої санітарії . . . . .	118
2.4.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях . . . . .	126
Висновки до розділу 2 . . . . .	131
<b>РОЗДІЛ 3 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА . . . . .</b>	<b>132</b>
3.1 Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів ефективності розробки . . . . .	132
Висновки до розділу 3 . . . . .	134
<b>ВИСНОВОК . . . . .</b>	<b>135</b>
<b>ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ І ПОСИЛАНЬ . . . . .</b>	<b>137</b>
Додаток А Технічне завдання на науково-дослідну роботу . . . . .	142
Додаток Б Локальний кошторис . . . . .	147

Додаток В Журнал обліку виконаних робіт . . . . .	153
---	-----

**ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ ТА СКОРОЧЕНЬ**

Г	– границя досліджуваного елемента
ДБНіП	– державні будівельні норми і правила
МСЕ	– метод скінчених елементів
МГЕ	– метод граничних елементів
НДС	– напружено-деформований стан
$\sigma_{ij}^*$ , $u_{ij}^*$	– напруження та переміщення в фундаментальних розв'язках Р. Міндліна
СЕ	– скінчений елемент
ГЕ	– граничний елемент
СПФ	– стрічковий пальовий фундамент
$\xi$	– точка прикладення сили $P=1$
х	– точка нагляду
САПР	– системи автоматизованого проектування

## ВСТУП

Зростання ефективності будівництва потребує раціонального використання матеріальних і фінансових ресурсів, виділених на будівництво, пониження кошторисної вартості, підвищення рівня індустріалізації та скорочення термінів будівництва.

Значну роль при проектуванні на сьогоднішній день мають сучасні ЕОМ, тому вирішальне значення має удосконалення методів розрахунку, конструювання та спорудження фундаментів, кошторисна вартість яких складає до 40% загальної кошторисної вартості споруди.

Експериментальні дослідження показують, що кошторисна вартість фундаментів в багатьох випадках може бути понижена на 15-20%. Широке використання прогресивних фундаментів, удосконалення методів розрахунку та споруджень, врахування факторів, що визначають дійсну роботу фундаментів в різних ґрунтових умовах дозволяють отримати значний економічний ефект.

Одними із економічних і індустріальних видів фундаментів є палюві. На теперішній час в багатьох містах України рівень використання палювих фундаментів в житловому будівництві сягає 60-64%, а в промисловому будівництві до 35-40%.

Подальше удосконалення розрахунку палювих фундаментів та пониження їх вартості можливо на основі більш повного урахування факторів, що визначають сумісну роботу палю в складі фундаменту, напрацювання більш точних методів розрахунку та проектування по граничних станах.

Ґрунт як матеріал, сильно поступається будівельним матеріалам і його можливості вельми обмежені. Його поведінку важко передбачити кількісно (деколи і якісно). Неочікуваність в його поведінці, не будучи правилом, не є і виключенням. Це природна субстанція.

Ґрунти, як трифазові структури (тверді частинки, пори, вода) сприймають зовнішнє навантаження по іншому, ніж суцільні тверді тіла. При напруженнях,



близьких до поверхні руйнування, проходить перебудова внутрішньої структури ґрунтового середовища.

Будівельні нормативні документи (ДБН [14]) рекомендують розраховувати осідання пальових фундаментів як умовних фундаментів на натуральній основі. Аналіз показує, що при розрахунку пальових фундаментів по даному методу осідання в багатьох випадках в 1,5...1,8 разів перебільшують фактичні.

Необхідно відмітити, що при напрацюванні методів розрахунку пальових фундаментів в основному отримали розвиток методи розрахунку опору і осідань одиночних паль та кущів. *Методів розрахунку стрічкових фундаментів, які доволі широко використовуються в житловому будівництві, напрацьовані набагато менше.* Та стрічкові пальові фундаменти знаходять широке впровадження як в житловому, так і в культурно-побутовому будівництві. Тому напрацювання методів розрахунку стрічкових пальових фундаментів – це рішення проблеми, що має важливе народногосподарське значення.

В даній роботі на основі використання числового методу граничних елементів (МГЕ) приведено результати числових експериментів про опір вертикальним навантаженням стрічкових пальових фундаментів при зростанні кількості паль в стрічці від 2 до 5, про розподіл сил тертя по бокові поверхні паль в складі фундаменту, розподіленні зусиль між палями, розподілені нормальних напружень під нижнім кінцем паль.

Виконані розрахунки з залученням методу граничних елементів дозволили в'яснити вплив основних факторів, які визначають сумісну роботу паль і основи.

## **АКТУАЛЬНІСТЬ ТЕМИ**

Основною тенденцією сучасного будівництва є збільшення поверховості будівель, що потребує вирішення різнопланових геотехнічних задач і розробки нових типів конструктивно надійних та економічно обґрунтованих конструкцій фундаментів, у тому числі і при складних інженерно-геологічних умовах будівельного майданчика.

Однією з найбільш ефективних розробок для багатопверхових і висотних будівель є пальові стрічкові фундаменти. Однак для обґрунтування ефективних проектних рішень таких фундаментів розрахунки багато параметричної системи «основа - фундамент - споруда» можливі тільки за допомогою числових методів, реалізованих у потужних сучасних комп'ютерних комплексах.

Тому розвиток наукових основ взаємодії стрічкових пальових фундаментів та їх елементів з ґрунтовою основою є актуальною науково-прикладною проблемою у механіці ґрунтів і фундаментобудуванні.

## **ЗВ'ЯЗОК РОБОТИ З НАУКОВИМИ ПРОГРАМАМИ, ПЛАНАМИ, ТЕМАМИ**

Магістерська кваліфікаційна робота виконана в рамках виконання науково-дослідних робіт кафедри Будівництва міського господарства та архітектури ФБТЕГП ВНТУ за темою кафедральної Науково - дослідної роботи № 60K1/14 «Дослідження НДС системи будівля-фундамент-основа в цілому та окремих її елементів і інноваційних технологій автоматизованого проектування, документування і управління проектних об'єктів у будівництві».

## **МЕТА І ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕННЯ**

Метою магістерської кваліфікаційної роботи є створення розрахунково-теоретичного апарату проектування ефективних **стрічкових пальових фундаментів за МГЕ** з урахуванням розробки нових методів і методик їх розрахунку і моделювання в системі «основа – фундамент».

Для досягнення поставленої мети були сформульовані й вирішені такі основні завдання досліджень:

- аналіз нормативних документів і наукових робіт досліджуваної області геотехніки та визначення комплексної проблеми при проектуванні **стрічкових пальових фундаментів**, їх розрахунку та моделювання в системі «основа – фундамент»;
- виявлення делатенсійних залежностей деформування ґрунтів при числових дослідженнях роботи паль;
- дослідження осідань багатоповерхових будівель, що зводяться на **стрічкових пальових фундаментах**;
- обґрунтування теоретичних основ проектування за МГЕ **стрічкових пальових фундаментів** та розробка методів і методик їх розрахунку й моделювання в системі «основа – фундамент», а також оцінки ефективності рішень;
- проведено комплексні теоретичні і числові дослідження НДС основ та порівняння з експериментальними результатами.

### **ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ**

взаємодія з ґрунтовою основою **стрічкових пальових фундаментів** багатоповерхових будівель.

### **ПРЕДМЕТ ДОСЛІДЖЕННЯ**

– напружено-деформований стан (НДС) **стрічкових пальових фундаментів** та ґрунтової основи багатоповерхової будівлі

## МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

До методів дослідження відносяться: аналіз нормативних і літературних джерел, науково-технічних досягнень, аналітичні дослідження з використанням методів теорії пружності та пластичності. Методи розв'язування задач механіки ґрунтів з використанням теорії граничної рівноваги, числовий метод МГЕ для моделювання НДС системи «основа-фундамент», порівняльний аналіз результатів математичного моделювання з аналогічними даними відомих рішень та експериментом.

## НАУКОВА НОВИЗНА ОТРИМАНИХ РЕЗУЛЬТАТІВ

- Виявлена механічна суть задачі та показано її особливості на числовому прикладі .
- Розроблено метод, що поєднує в рамках однієї математичної моделі можливість проводити розрахунок **стрічкових пальових фундаментів** за двома групами граничних станів: деформацій та несучої спроможності.
- Отримано подальший розвиток методики визначення стисливої товщі (активної зони ґрунту).
- Розроблено новий метод оцінки ефективності проектних рішень **стрічкових пальових фундаментів** з діапазоном оптимальних значень, який враховує ступінь використання деформаційних і міцнісних властивостей основи і фундаменту.
- Отримано дані числових досліджень як всієї системи «основа-фундамент», так і окремих її частин, і виконано порівняння з теоретичними результатами.

## ПРАКТИЧНЕ ЗНАЧЕННЯ ОТРИМАНИХ РЕЗУЛЬТАТІВ

Полягає у:

- використанні для визначення несучої здатності **стрічкових пальових фундаментів** і кількісної оцінки ефективності проектних рішень **стрічкових пальових фундаментів** у проектно-вишукувальних організаціях;
- використанні при виконанні досліджень і науковому обґрунтуванні ефективних конструкцій **стрічкових пальових фундаментів** багатоповерхових будівель в рамках науково-технічного супроводу проектування та будівництва об'єктів у науково-дослідних організаціях;
- використанні у навчальному процесі ВНЗ ВНТУ за спеціальністю «ПЩБ» при підготовці бакалаврів, магістрів за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія».

## ОСОБИСТИЙ ВНЕСОК МАГІСТРА

постановка завдань досліджень, виконання розрахунків, обробка й аналіз результатів. Збір вхідних даних (інженерно-геологічних показників ґрунтової основи); дискретизація системи «основа-фундамент»; аналіз числових результатів; проаналізовані нормативні джерела, в який відображено наукові розробки по взаємодії стрічкових пальових фундаментів з ґрунтовою основою.

## АПРОБАЦІЯ РЕЗУЛЬТАТІВ МАГІСТЕРСЬКОЇ РОБОТИ

Основні положення і результати магістерської кваліфікаційної роботи доповідалися, обговорювалися й отримали позитивні оцінки на щорічні науково-технічні конференції професорсько-викладацького складу Вінницького національного технічного університету (м. Вінниця, 2019 р.) Апробацію результатів МКР проведено на НТК професорсько-викладацького складу ФБТЕГП ВНТУ «Інноваційні технології в будівництві» (м. Вінниця, 13-15.11.2019).

## ПУБЛІКАЦІЇ

Основні положення, результати та висновки магістерської кваліфікаційної роботи відображені у 2-х друкованих працях, а саме: 1 наукова стаття в науковому фаховому виданні України Міжвідомчий журнал «Вісник ВПІ», № 2 – 2019. «Опір вертикальним навантаженням стрічкових пальових фундаментів за МГЕ , та тезах

## РОЗДІЛ 1

### НАУКОВО – ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

1.1. Аналітичний огляд літературних джерел. Особливості сумісної роботи паль, пальових фундаментів з їх основами

Складність та трудомісткість улаштування стрічкових фундаментів потребувала створення нових конструктивних рішень фундаментів. З 1955 років виникла ідея використання пальових фундаментів, які зменшують кількість необхідного бетону і знижують об'єм земляних робіт.

Тому використання пальових фундаментів є принципово новим рішенням в фундаментобудуванні.

Пальові фундаменти відомі з давніх часів і широко використовуються в будівництві. В сучасному висотному будівництві вони широко використовуються замість розповсюджених раніше стрічкових фундаментів. Цьому сприяли наступні фактори:

- створення раціональної конструкції пальових фундаментів, в результаті чого вони стали економічно рентабельними і конкурентоспроможними із стрічковими фундаментами;
- використання пальових фундаментів відповідає вимогам індустріальності, зниження кошторисної вартості та трудомісткості будівництва;
- масове будівництво споруд, які вимагають фундаменти з мінімальними загальними і нерівномірними осадками.

Це сприяло підвищенню зацікавленості до їх проектування та до методів прогнозу їх поведінки під навантаженням.

Перевага пальових фундаментів – малі осідання, це вельми важливо для висотних споруд, яким властива велика жорсткість і, відповідно, велика чутливість до нерівномірних осідань.

До основних питань проектування та виконання робіт улаштування паль відносяться:

- оцінка методів визначення несучої спроможності паль;
- вивчення навантажень, що передаються на фундаменти;
- типи і конструкції паль, методи їх виготовлення;
- шляхи зменшення кількості паль, їх довжини перетину;
- можливість зменшення розмірів ростверку і глибини його закладання від поверхні планування;
- допустимість використання однорядного розташування паль по осях несучих стін;

Для 5-ти поверхових споруд погонні навантаження складають біля 18-30 т/м<sup>2</sup>. Співставлення навантажень від будівель з можливими навантаженнями на палі при заглибленні їх в щільні ґрунти і ґрунти середньої щільності показало, що можливе однорядне розташування паль по осях несучих стін.

Для багатопверхових будівель з великим погонними навантаженнями при несприятливих ґрунтах і низькою несучою спроможністю паль в практиці використання палевих фундаментів палі розташовуються в 2-3 ряди – це вже багаторядний стрічковий палевий фундамент.

Про раціональність конструкцій паль свідчать графіки досліджень висячих паль в лесових ґрунтах міцністю більше 20 м (рис. 1.1):

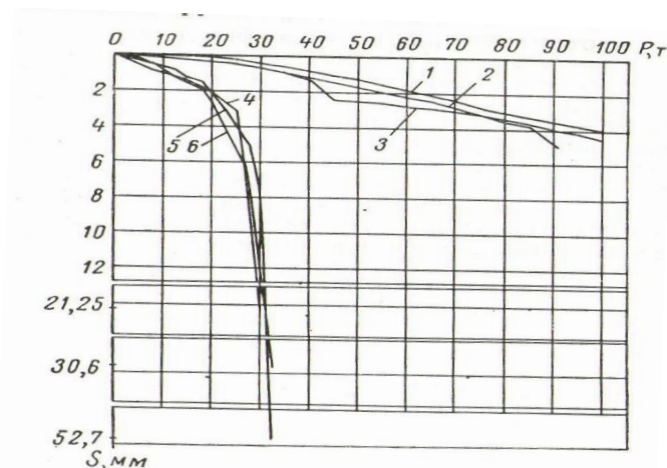




Рисунок 1.1 – Експериментальні графіки  $s = f(p)$  досліджень висячих палів в лесових ґрунтах

Палі використовуються особливо коли ґрунти основи представлені насипом великої міцності, торфами, лесовими відкладеннями, зв'язними ґрунтами в текучому чи текучо-пластичному стані. В цих випадках слабкі ґрунти прорізаються палями, які заглиблюються в ґрунти щільні чи середньої щільності. При дуже великій міцності слабких ґрунтів палі проектувались довжиною 25-28 м. В таких умовах палі були висячими, сприймали 85-90% навантаження за рахунок опору ґрунту по боковій поверхні палі.

Зліва на рисунку 1.1 показано криві, що відносяться до коротких висячих палів 4,5,6 довжиною 6 м перетином 30\*30 см з загальною боковою поверхнею 7,2 м<sup>2</sup>, а справа – криві досліджень палів 1,2,3 довжиною 22,6 м, перетином 40\*40 см з боковою поверхнею 36 м<sup>2</sup>.

Граничне навантаження для лівих кривих =25-30 т, а для правих =100 т, тобто в 4 рази більше.

Для слабких ґрунтів доцільно проектувати більш довгі палі замість великої кількості коротких.

Пальові фундаменти знайшли широке використання в житловому та промисловому будівництві. На теперішній час вони використовуються на багатьох будівельних майданчиках нашої країни, що пояснюється цілим рядом переваг пальових фундаментів в порівнянні з фундаментами на натуральній основі: індустріалізацією робіт нульового циклу, скороченням об'єму земляних робіт, пониженням витрат бетону, пониженням кошторисної вартості фундаменту, зменшенням нерівностей осідань будівель.

Подальше удосконалення пальових фундаментів і зниження їх кошторисної вартості можливе лише на основі більш повного урахування дійсної роботи палі в складі фундаментів, напрацюванні нових методів розрахунку та проектування по граничних станах.

По призначенню, умовам роботи і характеру передачі навантаження палями на ґрунт, пальові фундаменти можна розділити на наступні групи: одиночна паля, кущі паль і стрічкові пальові фундаменти з розташуванням в один ряд, два ряди, три ряди [ 2-5 ].

Не дивлячись на широке використання пальових фундаментів, ще не достатньо вивчені багато численні фактори, що впливають на несучу спроможність і осідання паль при їх роботі в складі різних пальових фундаментів в різних ґрунтових умовах, особливо в глинистих. Це пояснюється через мірною складністю та трудомісткістю проведення натурних досліджень пальових фундаментів. Багато дослідників ставило перед собою задачі по виявленню окремих закономірностей. Та комплексних натурних досліджень по вивченню процесів, що протікають в ґрунтах при заглибленні стрічки паль:

- по визначенню зміни щільності ґрунту,
- збільшення несучої спроможності паль в часі,
- по визначенню розподілу сил тертя по боковій поверхні паль і опору вістря,
- напружено-деформованого стану активної зони,
- зміни фізико-механічних властивостей ґрунту,
- розподілу навантаження між палями в стрічці і
- виявленню залежностей осідань пальових фундаментів від різних факторів в стрічці поки проведено недостатньо мало.

Однією із основних умов проведення натурних досліджень при всебічному вивченні характеру роботи стрічкових пальових фундаментів є вибір площадок з однорідними ґрунтами висновків.

Масове використання забивних призматичних паль в житловому і промисловому будівництві розпочалось ще в середині 20-го століття. Це стало можливим завдяки тому, що була створена матеріально-технічна база для виготовлення і заглиблення паль, були виконані науково-дослідницькі роботи по вивченню несучої спроможності паль, по виявленню раціональної області їх використання.

Складність проблеми взаємодії паль і основи складається в тім, що величина опору палі залежить від процесів, що проходять в ґрунті, *поведінку ґрунту під навантаженням визначають особливості його структурних зв'язків:*

- від зміни його структурної міцності,
- ущільнення ґрунту,
- утворення зазорів між палею і ґрунтом,
- зміни тиску в порові воді і скелеті ґрунту.

Впливають на процеси взаємодії збільшення сил тертя по бокові поверхні палі в часі (ефект затягування), а також процесів, що проходять під час завантаження паль статичним навантаженням:

- розподіл сил тертя по бокові поверхні паль і опору вістря,
- перерозподіл напружень і переміщень в ґрунті, що оточує палею (в активній зоні),
- зміна фізико-механічних властивостей ґрунту при його навантаженні,
- перерозподіл навантаження між палями і
- ріст осідань стрічкових пальових фундаментів.

Експериментальні дослідження А.А. Бартоломія [ 2-5 ] дозволили зафіксувати, що розподіл сил тертя по бокові поверхні паль залежить від:

- ґрунтових умов,
- жорсткості паль,
- їх довжини і
- відстані між палями.

Встановлено, що при роботі паль в складі однорядних пальових фундаментів сили тертя значно менше, ніж у одиночних, і для однорядних пальових фундаментів з кроком паль 3d складає 70% сил тертя одиночної палі, а для дворядних – 43%. В зв'язку з неоднаковим зниженням сил тертя по бокові поверхні паль при їх роботі в складі фундаменту здійснюється нерівномірний перерозподіл навантажень між палями при завантаженні фундаментів.

Дослідами встановлено, що в стрічкових пальових фундаментах при відстанях  $b_d$  палі сприймають навантаження на 8...19% меншу, ніж одиночні палі (при однакових осіданнях одиночних паль і пальових фундаментів). При підключенні в роботу ростверку спостерігається деяке збільшення навантаження на палі пальових фундаментів з кроком  $b_d$ , а при відстані між палями  $3d$  навантаження на палю, по суті, не змінюється. Це пояснюється тим, що при відстані між палями  $3d$  роль ростверку передачі навантаження незначна.

Дослідження розподілу навантаження між палями показали, що *крім торцевих паль* в складі однорядних і дворядних пальових фундаментів навантаження між палями розподіляється рівномірно.

Важливі дані про фактичне навантаження на палі при їх роботі в складі стрічкового фундаменту житлової будівлі отримав Бабічев З.В. [ 10 ]. Було виявлено, що навантаження розподіляється між палями нерівномірно і фактичні навантаження значно менші розрахункових. При дослідженні зусиль, які сприймаються палями в складі фундаменту експериментальної будівлі середні значення заміряних навантажень на палі склали 267 кН замість 420 кН по розрахунку.

Як відомо, при заглибленні паль навколо них утворюються області деформації ґрунту з зонами ущільнення біля бокової поверхні і нижче площини вістря. Для вірного розрахунку осідань паль і пальових фундаментів, оцінки міцності ґрунту під палями необхідно знати:

- зміну модуля деформацій,
- об'ємної маси,
- зчеплення і
- кута внутрішнього тертя ґрунту в процесі заглиблення паль.

За останні роки проведено велику кількість дослідів з метою встановлення розподілу сил тертя по бокові поверхні палі і визначення зусиль, що приходяться на вістря паль. Цікаві дані отримав Ж. Карісель

[1], який визначив несучу спроможність вістря і бокової поверхні за допомогою паль, споряджених гідравлічним домкратом на вістрі. Тертя по бокові поверхні визначалось за допомогою індукційних датчиків. Ці дослідження показали, що з деякої глибини (приблизно 3-4 м) опір вістря залишається постійним. Потрібно відмітити, що це справедливо для часткового випадку. Опір вістря залежить від:

- щільності ґрунту,
- діаметра палі,
- товщі шарів, які прорізаються та інших факторів.

Аналіз результатів експериментальних досліджень показує, що характер розподілу сил тертя по бокові поверхні палі залежить від:

- ґрунтових умов,
- жорсткості паль,
- їх довжини,
- відстані між палями.

Для вірного вибору розрахункової схеми при визначенні напружень і розрахунку осідань стрічкових пальових фундаментів необхідно мати результати всебічних досліджень розподілу сил тертя по бокові поверхні паль при їх роботі в складі одно -, двох і трирядних пальових фундаментів в залежності від діючого навантаження, ґрунтових умов, жорсткості палі, їх довжини і відстані між ними.

Методи електротензометрії дозволяють замірити тертя по бокові поверхні та опір вістря безпосередньо в процесі заглиблення паль і при їх роботі під статичним навантаженням в складі фундаментів. Порівняння експериментальних даних з розрахунковими показує, що в однорідних ґрунтах аналітичні параметри з достатньою для практики точністю відображають співвідношення між несучою спроможністю бокової поверхні і подошви стрічкових пальових фундаментів.

Розміри зони ущільнення ґрунту стрічкових пальових фундаментів залежать від числа рядів паль, відстані між палями, їх перетинів, коефіцієнта

пористості природного ґрунту  $e$  і коефіцієнта пористості  $e_{\min}$  ґрунту, затиснутого між палями [2,3].

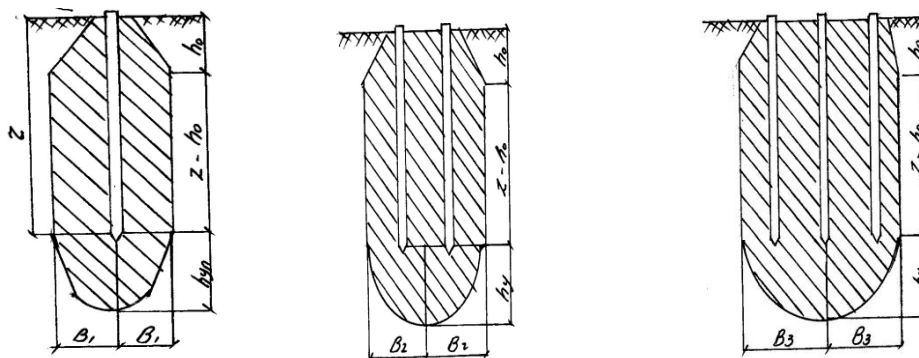


Рисунок 1.2 – Розрахункові схеми визначення зон ущільнення ґрунту стрічкових палевих фундаментів

В зв'язку з неоднаковим пониженням сил тертя по бокові поверхні палі при їх роботі в складі фундаментів проходить нерівномірний розподіл навантаження між палями при завантаженні фундаментів і їх осіданні.

Будівельна практика потребує аналітичних методів визначення розподілу навантаження на палі при їх роботі в складі кущів.

Проведено ряд експериментальних робіт [10] з метою виявлення фактичного розподілу навантаження між палями. Розглянуто кущ з 15 палі при їх роботі в слабких глинистих ґрунтах. Ці дослідження показали, що **найбільші** навантаження сприймають **кутові палі** і палі, розташовані в **крайніх рядах**, **найменше** навантаження сприймають палі, розташовані в **середині фундаменту**. Бабічев З. В. [10] отримав цікаві дані про фактичні навантаження на палі при їх роботі в складі житлової будівлі. Було встановлено, що навантаження розподіляється між палями нерівномірно, і фактичні навантаження менші розрахункових. На одній із експериментальних будівель середні навантаження на палі склали 276 кН замість 420 кН по розрахунку.

В останні роки з'явився цілий ряд робіт, присвячених врахуванню ростверку в несучі спроможності палевих фундаментів житлових будівель. Та запропоновані різними авторами методи врахування ростверку в передачі

навантаження на ґрунт потребують експериментальної перевірки, необхідно мати дані статичних досліджень елементів паливових фундаментів з ростверком в реальних ґрунтових умовах. При забезпеченні контакту ростверку з ґрунтом його можна враховувати в передачі навантаження, коли ростверк опирається на піщані ґрунти середньої щільності, глинисті ґрунти напівтвердої консистенції.

При обпиранні вістря палі на щільні піски, гравій, глинисті ґрунти напівтвердої і твердої консистенції роль ростверку в передачі навантаження буде незначною і при проектуванні може не враховуватись.

Досліди із стрічковими паливовими фундаментами при розташуванні палі в два і три ряди показали, що при відстані між палями 3d ростверк сприймає 7-15% навантаження. Після деякого ущільнення ґрунту можна з достатньою для практики точністю приймати, що палі і затиснутий між ними ґрунт працюють як єдиний масив.

Накопичення і узагальнення даних про розподілення навантажень між палями при їх роботі в складі різних фундаментів і в різних ґрунтових умовах, дослідження фактичних навантажень на палі фундаментів різних споруд дозволяють в подальшому більш точно враховувати роботу палі в складі фундаментів при проектуванні по граничних станах. При визначенні навантажень, що приходяться на палі при їх роботі в складі різних паливових фундаментів, використовують зазвичай різні тензометричні динамометри.

Дослідами було встановлено що в стрічкових паливових фундаментах при відстані між палями 6d палі несуть навантаження на 8-19% менше, чим одиночні палі (при однакових осіданнях однакових палі і паливових фундаментах). При включенні в роботу ростверку спостерігається деяке збільшення навантаження на палі паливових фундаментів з кроком палі 6d, а при відстані між палями 3d навантаження на палі по суті не змінюється. Це пояснюється тим, що при відстані між палями 3d роль ростверку в передачі навантаження незначна.

Дослідження розподілення навантаження між палями на площадках та досліди з масштабними та великомасштабними стрічковими паливовими

фундаментами показали, що *крім торцевих палів* в складі однорядних і дворядних палових фундаментів навантаження між палями розподіляється *рівномірно*. В трирядних палових фундаментах крайні ряди сприймають однакове навантаження, а палі середнього ряду на 30-35% менше, ніж палі крайніх рядів.

Для виявлення розподілення навантаження між палями [3,6] при їх роботі в складі фундаментів будівлі були встановлені силові кільця на голови 16 палів при будівництві 9-ти поверхової житлової будівлі. Схема розташування силових кілець приведена на (рис. 1.3):

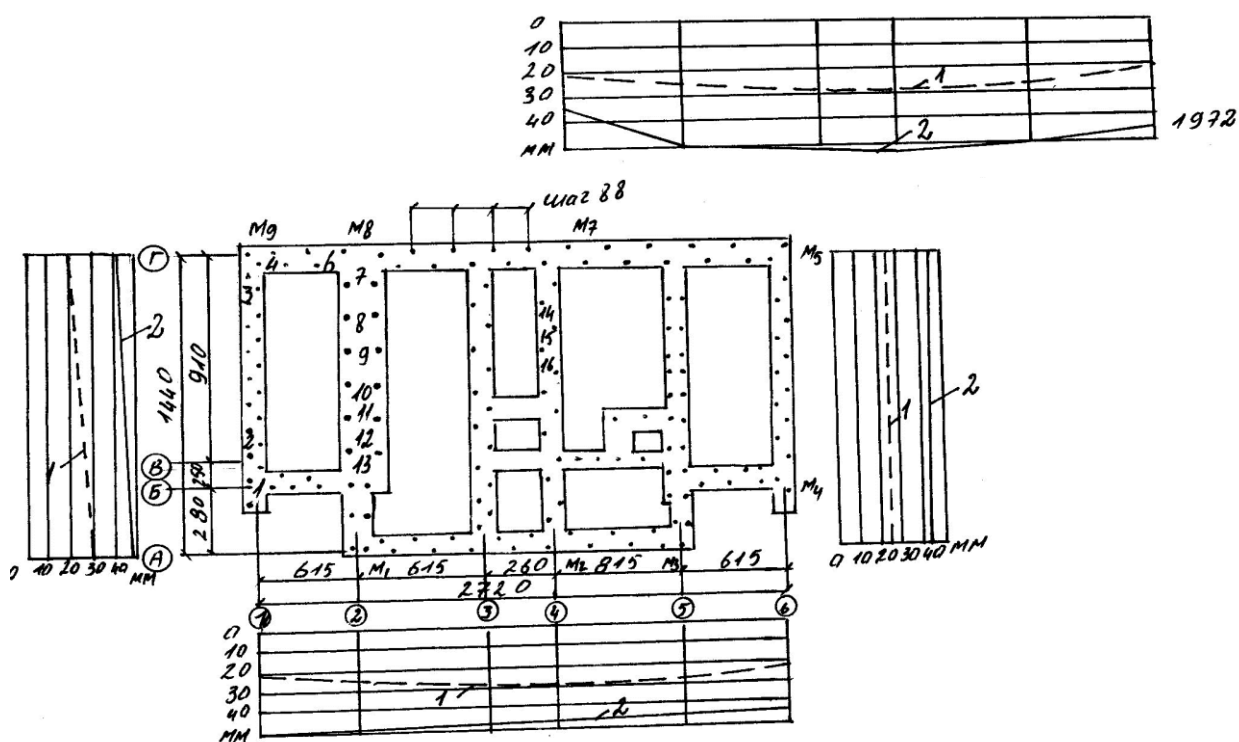


Рисунок 1.3 – Результати спостережень за осіданнями 9 – ти поверхової житлової будівлі: 1 – осідання за період будівництва; 2 – осідання за період спостереження (1 – 16 – силові кільця)



Навантаження на палі замірялись по мірі його зростання в період будівництва і після здачі будівлі в експлуатацію. Потрібно відмітити, що частина кілець була виведена із ладу в період будівництва. З 8 кілець (2,4,6,7,9,15,16) показники знімалися на протязі трьох років.

Проектне навантаження на палю склало 400 кН, а фактичні зусилля на палі склали 272-320 кН, що значно менше проектного навантаження. Дійсні навантаження на палі не перебільшують нормативних (без врахування снігового навантаження).

Аналіз наявних даних про фактичну роботу паль в складі фундаментів житлових будівель показує, що фактичні навантаження на палі не перебільшують основних сполучень розрахункових навантажень при коефіцієнтах перевантажень рівних 1.

В зв'язку з тим, що у висячих палювих фундаментах несуча спроможність паль по матеріалу використовується зазвичай на 40-60%, а осідання фундаментів проходять від нормативних навантажень, число необхідних паль можна визначати, виходячи із основного сполучення навантажень при коефіцієнтах перевантаження, рівних 1. Це дозволить значно доцільніше проектувати палюві фундаменти. В м. Києві було споруджено більше 60 будівель, число паль для яких було визначено згідно з нормативними документами. Спостереження за цими будівлями показали, що дійсні осідання менші гранично допустимих.

## 1.2 Експериментальні дослідження визначення величини розрахункових навантажень на палі в стрічковому палювому фундаменті

Для визначення величини розрахункових навантажень на палі велике значення має *виявлення закономірностей перерозподілу зусиль* в палювому полі фундаменту. З метою вивчення цих закономірностей були проведені експериментальні дослідження [10,2] характеру перерозподілу навантажень на палювий фундамент крупно панельної будівлі.

Натурні дослідження проводились в процесі будівництва 80-квартирної житлової будівлі.

Табл. 1.1. Фактичні навантаження на палі 9-ти поверхової крупно панельної житлової будівлі

№ силових кілець	Навантаження на палі, кН								
	В період будівництва по поверхах				Після здачі в експлуатації				
	1- й	3- й	6-й	9-й	на 10.12.1968	на 26.06.69	на 20.12.69	на 28.08.70	на 29.10.1971
1	25	78	171	-	-	-	-	-	-
2	30	79	184	260	290	294	-	-	-
3	31	84	187	-	-	-	-	-	-
<b>4</b>	<b>29</b>	<b>78</b>	<b>180</b>	<b>251</b>	<b>270</b>	<b>272</b>	<b>272</b>	<b>272</b>	<b>272</b>
5	28	79	183	-	-	-	-	-	-
<b>6</b>	<b>27</b>	<b>81</b>	<b>180</b>	<b>250</b>	<b>270</b>	<b>273</b>	<b>274</b>	<b>274</b>	<b>274</b>
<b>7</b>	<b>29</b>	<b>80</b>	<b>185</b>	<b>260</b>	<b>300</b>	<b>310</b>	<b>312</b>	<b>312</b>	<b>313</b>
8	30	91	190	262	-	-	-	-	-
<b>9</b>	<b>31</b>	<b>92</b>	<b>193</b>	<b>263</b>	<b>300</b>	<b>318</b>	<b>318</b>	<b>318</b>	<b>318</b>
Продовження таблиці 1.1									
10	30	93	195	-	-	-	-	-	-
<b>11</b>	<b>30</b>	<b>91</b>	<b>194</b>	<b>250</b>	<b>302</b>	<b>308</b>	<b>310</b>	<b>310</b>	<b>310</b>
12	31	91	200	-	-	-	-	-	-
13	31	91	200	-	-	-	-	-	-

14	29	87	191	-	-	-	-	-	-
15	30	89	189	-	-	-	-	-	-
<b>16</b>	<b>31</b>	<b>91</b>	<b>193</b>	<b>269</b>	<b>308</b>	<b>312</b>	<b>314</b>	<b>313</b>	<b>312</b>

Для заміру зусиль в полях при спорудженні фундаменту експериментальної будівлі між ростверком і палями були встановлені мессдозы. Мессдозы встановлювались на оголовки паль та закріплялись анкерними болтами.

Всього було встановлено 15 мессдоз в осях 14,15,16. Палі по осях заглиблювались дизель-молотом С -330 з вагою ударної частини 2500 кг на глибину 6 м. При цьому паля № 66 була забита з великим відхиленням від проектного положення. В зв'язку з цим рядом з нею заглиблена дублююча паля 30×30 см довжиною 6 м. Стіни, якими навантажені ростверки по вказаних осях, складені кожна з двох панелей. По осі 14 стіна була глуха, без проїомів, по осі 15 в стіні був один дверний проїом шириною 1 м, по осі 16 – було 2 проїома.

Навантаження на палі реєструвалось по мірі його зростання:

- по поверхах,
- після заселення будівлі та
- під час її експлуатації.

Для виявлення характеру розподілення тиску від стінових панелей на ростверк вимірялись деформації бетону в стінових панелях першого поверху. Виміри деформацій бетону стінових панелей в зоні контакту з ростверком проводились мессурами на базі 300 мм з індикаторами годинникового типу. Виміри деформацій бетону стінових панелей проводились одночасово із визначенням навантажень на палі та супроводжувалось інструментальним спостереженням за осіданням пального фундаментного поля будівлі.

Осідання замірялись методом геометричного нівелювання по точності II класу нівеліром НА-1 та інварною рейкою згідно технічним нормативним вказівкам. Для спостережень за осіданнями фундаменту були встановлені і знівельовані згідно спеціального репера, контрольні марки.

Після заселення будівлі зняття показників з месдоз та виміри осідань проводились 1 раз в 30 днів на протязі перших трьох місяців, а потім 1 раз в квартал.

Виміри навантажень на палі передбачалось проводити на протязі 2-3 років до повної стабілізації осідань будівлі.

Месдоза виготовлялась із гарячекатаної труби з зовнішнім діаметром 325 мм, товщиною стінки 12 мм і складається із корпусу у вигляді труби, верхньої і нижньої жорстких плит, серії деталей для кріплення тензовимірних приборів. Корпус месدوزи виготовлено шляхом розточки труби до діаметра 321 мм і товщини 5,5 мм. Корпус покривався антикорозійним покриттям. Перед установкою приборів месдоза обкатувалась на пресі циклічним навантаженням, що перебільшувало проектне 1, 4 рази.

Для фіксації зусиль на месдозі були установлені 4 групи приборів:

- 1) – індикатори з ціною поділки  $10^{-3}$  мм на базі 200 мм;
- 2) – фотопружні тензорезистори на базі 210 мм;
- 3) – гнізда під компаратор, споряджений індикатором з ціною поділок  $10^{-3}$  мм на базі 240 мм;
- 4) –тензодатчики опору ( $R=200$  м, база 50 мм, чутливість по деформаціях  $\approx 0.4 \cdot 10^{-5}$ ).

Кожна група складалась із трьох приборів, розташованих по образуючих, зсунутих відносно одна одної на кут  $120^\circ$ . Тарування месدوزи проводилось по 10 тс з інтервалом 10 хв. для зняття показників приборів. По результатах показників на кожному етапі для кожної групи приборів будувались тарировочні графіки.

Показники по приборах, встановлених на месдозі, знімались кожний раз по закінченню етапу будівництва, а саме:

- при спорудженні кожного з 5-ти поверхів,
- дахового перекриття,
- по закінченню спорудження будівлі перед і
- після заселення.

По фотопружних тензOMETрах перший відлік (не рахуючи нуля) було знято після спорудження 5-го поверху. При знятті показники вимірялась температура повітря поблизу месдоз, щоб ввести поправку до результатів.

Всі показники заносились в журнал, обраховувалась сума показників по кожній групі із трьох приборів і по таріровочних графіках, що відносились до випадку центрального навантаження, визначалась відповідна даній сумі показників приборів величина зусилля. Таким чином, визначалась величина зусиль на кожній месдозі по показниках кожної групи приборів.

На основі різних, впливаючих на результат вимірів, факторів, достовірність зусиль, визначених компаратором, була прийнята 0,5.

Обробка даних вимірів показала, що середнє відхилення в результатах по індикаторах і фотопружних тензOMETрах склало 8%. Відхилення мають двозначний характер, тому можна рахувати їх випадковими. Достовірність показників по фотопружних тензOMETрах була прийнята за 1.

Осідання фундаменту будівлі вимірялась з початком монтажу ростверку і проводилась паралельно із замірами навантажень на палі. Всього проведено 12 циклів замірів,

з них 7 – в період будівництва (10.08 по 02.10.1964 р.),

один перед заселенням дому 20.10.1964,

і 4 – після заселення дому з 12.11.1964 по 14.04.1965.

По експериментальній будівлі величина середнього осідання за період будівництва рівна 18,8 мм і за період спостереження спостережень 27,7 мм при максимальній величині 68,4 мм і максимальній величині різниць осідань 16,3 мм, чи 79 % середнього осідання. Осідання на 68% протікало в період будівництва.

За період з 15.08 по 14.09. 1964 р. виконано 5 циклів вимірів деформацій бетону стінових панелей в зоні контакту з ростверком. По даних замірів побудовані епюри деформацій бетону стінових панелей. Отримані епюри дозволяють встановити, що навантаження від стін передається на ростверки нерівномірно, зосереджуючись біля опор.

*Аналіз результатів вимірів.* Для аналізу отриманих результатів натурних вимірів навантажень на палі була використана наступна техніка обробки експериментальних даних.

Для кожного кроку навантаження виміряна мессдозою величина навантаження на палю  $P_{вимір}$  визначалась за формулою:

$$P_{вимір} = \frac{1}{2.5}(P_m + P_\phi + 0.5P_k), \quad (1)$$

де  $P_m$  – значення навантаження по показниках індикаторів;

$P_\phi$  – теж, по показниках фотопружних тензометрів;

$P_k$  - теж, по показниках компаратора.

Потім визначалась величина похибки вимірів:

$$\Delta P = \frac{1}{2.5}[(P_{вим} - P_m) + (P_{вим} - P_\phi) + 0.5(P_{вим} - P_k)], \quad (2)$$

Величина похибки вимірів навантажень на палі після заселення будівлі не перебільшує 8,3%. Отримані усереднені значення навантажень на палі записано в таблиці, по даних якої можна відслідковувати за ростом зусиль в палях під час будівництва і заселення дому та порівняти їх з розрахунковими навантаженнями по відношенню до фактично заміряних.

Критерієм достовірності результатів вимірів може слугувати рівність сум зусиль в палях по показниках мессдоз і прикладеного зовнішнього навантаження – ваги вище лежачих конструкцій будівлі.

На рис. 1.4 наведено графік росту середнього навантаження на палю на експериментальній ділянці будівлі від:

- а) власної ваги,
- б) усередненого сумарного навантаження по показниках мессдоз.

Із цього графіка та даних таблиці, в які співставленні розрахункові та нормативні навантаження ( $P_{теорет}$ ) з заміряними мессдозами ( $P_{замір}$ ) для I, XIII, X циклів навантаження видно, що рівність сум зусиль в палях по показниках мессдоз і прикладеного зовнішнього навантаження в дослідженнях в період

монтажу споруди до моменту його заселення спостерігається по окремих палях в межах  $+3$  і  $-17,3\%$  і в сумі для всіх трьох осей в межах  $-5,5\%$ . Із табл. 2 також видно, що після заселення дому сумарне навантаження на палі получилось менше розрахункового на  $18,8\%$  і менше нормативного (без урахування снігового навантаження) на  $11,1\%$ , що є результатом недовикористання розрахункового тимчасового навантаження.

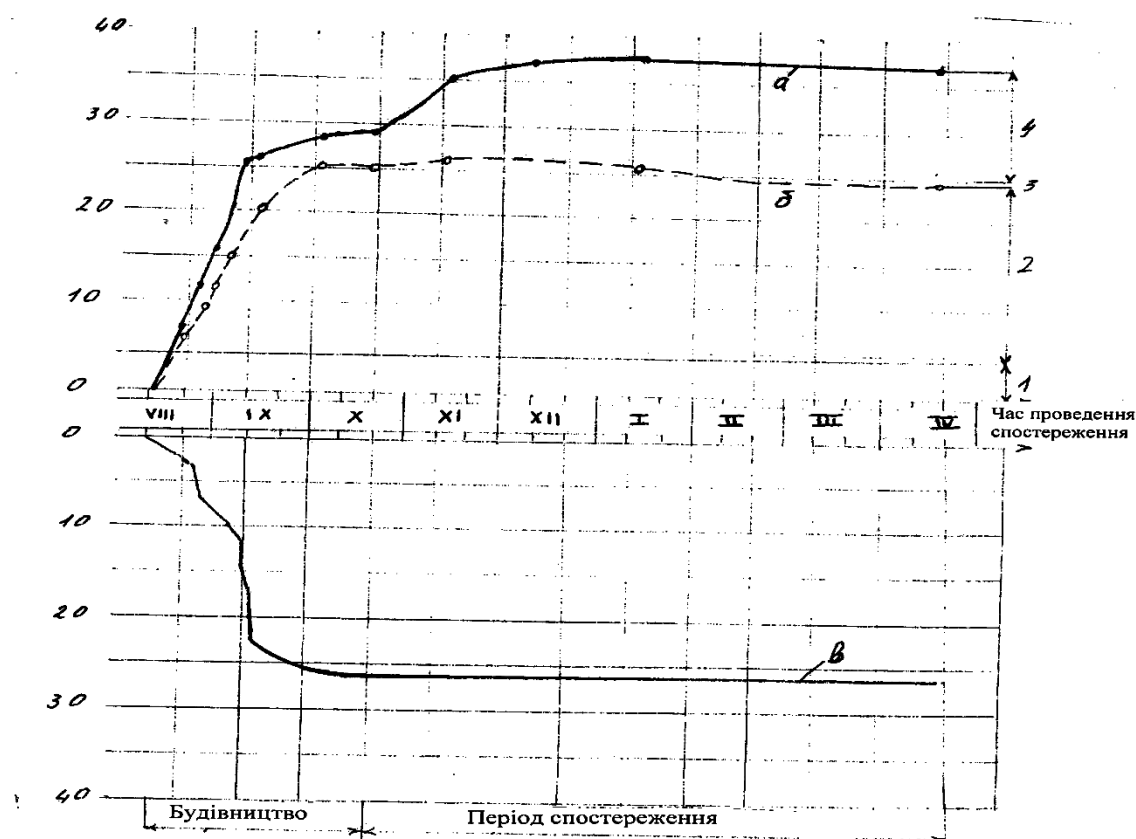


Рисунок 1.4 – Графік росту середнього навантаження на палю і середнього осідання палі в залежності від часу:  
 а – теоретичне розрахункове навантаження;  
 б – фактично виміряне навантаження;  
 в – середнє осідання ;

1 – вага конструкцій в спорудах нульового циклу; 2 – власна вага наземної частини будівлі; 3 – корисне навантаження; 4 – недобір навантаження.

Таблиця 1.2 – Середнє значення навантаження на палі

№ Мес- сдози	Цикл вимірів і величини навантажень, тс.										
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI
	1964 рік									1965 рік	
	19.08	25.08	29.08	3.09	9.09	14.09	2.10	20.10	12.11	21.01	14.04
1	5.7	8.3	13.5	18.9	30.8	8.5	41.3	41.2	41.2	41	40.3
2	5.2	6.3	7.7	8.4	14.7	13.5	18.8	19.2	19.6	21.5	19.2
3	9.1	13.4	14.5	17	20.9	21.2	23.8	23.5	22.8	24.3	21.1
4	7.4	9.6	12.7	16	23.7	24.7	27	26	26.1	23.9	23
5	2.7	3.6	8.8	10.3	17	16.9	21.9	22.1	21.8	21.4	21.5
I того по осі 14	30.1	41.2	57.2	70.6	107.1	111.3	132.9	132	131.4	132.1	128.1
6	7.7	9.9	12.1	16.4	18.8	19.7	23.6	24	25.6	24.2	24.9
7	8.8	11.6	14.9	19	22.4	24	26.7	27	79	25.5	24.6
8	6.4	6.8	9.9	12.9	15.6	17.7	18.1	18.7	19.5	17.6	17.7
9	6.7	7.8	9.6	12.3	16	17.4	21	21.3	23.2	22.1	19.7
10	5.7	7	9	12	14.4	16.3	17.9	18.3	22.9	18.1	19.24
I того по осі 15	35.3	43.1	54.5	77.6	87.2	95.1	107.3	109.3	119.2	107.2	106.1
11	6.8	8.1	11.1	12.9	17.4	19.2	23	26.4	26.9	27.9	26.4



Продовження таблиці 1.2											
12	7.2	8.8	13.3	19.1	22.8	23.9	26.5	24	29.2	26.9	27.4
13	9.4	13.5	19.9	22	36.6	29.3	32.6	30.1	32.8	31.2	30.9
14	3.5	6	8.6	14.4	11.3	12.9	29.3	22.5	24.5	24.5	23.2
15	7.5	9.3	13.2	16.7	22.8	234.8	29.2	29.3	29.9	30.2	31.4
I того по осі 16	34.4	49.6	62.1	84.1	106.9	115.7	134.6	132.3	143.3	140.7	139.3
	99.8	129	179.9	227.1	301.2	331.7	374.9	373.6	390.4	380.3	373.5

Осідання паль по осі 16-16 майже рівномірне при відносні величині різниці осідань  $0,9 \cdot 10^{-4}$ . По осях 15-15 і 14-14 теж рівномірне.

Експериментальні дослідження роботи стрічкових пальових фундаментів в різних ґрунтових умовах [10] підтвердили відоме положення, що при відстані між палями 3-4 d палі і затиснутий між ними ґрунт можна з достатньою для практики точністю розглядати як єдиний масив, а виміряні напруження і деформації в міжпальовому просторі і активній зоні дозволили відкрити фізичну сутність цього процесу.

1.3. Розрахунок осідань стрічкових пальових фундаментів згідно нормативних документів та практичному методу А.А. Бартоломія

Розрахунок осідань стрічкових пальових фундаментів зводиться до розв'язку плоскої задачі з урахуванням прикладання навантаження в середині півпростору.

Напрацьований в роботі метод враховує такі важливі фактори, як:

- глибина прикладання навантаження і
- передача її через бокову поверхню фундаментна і в площині вістря паль

- розміри фундаменту
- коефіцієнт бокового розширення ґрунту,
- навантаження та деформації по всій активній зоні.

Для практичного користування за допомогою ЕОМ *складено таблиці і графіки-номограми*, що дозволяють при мінімальних затратах часу визначити осідання стрічкових пальових фундаментів.

При розв'язанні задачі прийнято наступні **вихідні положення**:

- 1 - ґрунт рахується лінійно-деформованим тілом;
- 2 - палі і затиснутий між ним ґрунт розглядаються як єдиний масив;
- 3 – навантаження передається ґрунту по бокові поверхні стрічкових пальових фундаментів і в площині нижніх кінців пальь;
- 4 – **границя активної зони** знаходиться на глибині, де напруження від пальового фундаменту **не викликають залишкових деформацій ґрунту**.

Практично границю активної зони можна прийняти на глибині, де напруження не перевищують структурну міцність ґрунту.

Ущільнення ґрунту в результаті заглиблення пальь враховується через модуль деформацій ущільненої зони, який можна визначити:

- по даних досліджень палі – штампа,
- елементів пальових фундаментів,
- статичного зондування і у відповідності з рекомендаціями, викладеними в нормативній довідникові літературі.

Існує наступна формула для визначення осідання однорядних і багаторядних пальових фундаментів:

$$S = \frac{P}{\pi \cdot E_1} \cdot \left\{ \sum_{n=1}^3 [a_n \cdot W_n(z) + b_n \cdot \overline{W_n(z)}] - \sum_{n=1}^3 [a_n \cdot W_n(z_0) + b_n \cdot \overline{W_n(z_0)}] \right\} \quad (3)$$

де  $a_n$ ,  $b_n$  - коефіцієнти, які залежать від виду епюр передачі навантаження по бокові поверхні і в площині вістря пальь;

компоненти  $W_n, \overline{W_n}$  викликані силами тертя по бокові пальь поверхні і силами в площині нижніх кінців пальь;

$P$  – діюче навантаження;

$$E_1 = \frac{E}{(1 - \mu^2)};$$

$E$  - модуль деформації ґрунту;

$\mu$  - коефіцієнт бокового розширення ґрунту.

Розрахунок осідань стрічкових пальових фундаментів необхідно виконувати в тій випадку, коли палі перерізають глинисті ґрунти різної консистенції і обпираються нижніми кінцями на піски середньої щільності і глинисті ґрунти м'якопластичної, туго пластичної і напівтвердої консистенції.

При обпиранні нижніх кінців паль на крупноблочні і щільні пісчані ґрунти і глинисті ґрунти твердої консистенції розрахунок осідань пальових фундаментів цивільних житлових будівель можна не проводити, так як осідання в цих випадках будуть незначними.

Для того, щоб розрахувати по формулі (3) осідання стрічкового пальового фундаменту шириною  $d_0$  і довжиною  $l$  з навантаженням на палю  $P$ , необхідно визначити :

1 – нормативне навантаження на пальовий фундамент;

2 – границю активної зони;

3 – приведену ширину пальового фундаменту;

4 – значення інтегралів  $V_n (i/m)$ ,  $V_n (Z_0)$  при  $i = 1, 2, 3 \dots 10$ ,  $m = 10$  і

компоненти переміщення  $W_n$  по формулі:

$$W_n = \frac{3 + 2 \cdot v_1 - v_1^2}{4} \cdot V_{n1} + \frac{5 - 2 \cdot v_1 + v_1^2}{4} \cdot V_{n2} + \frac{(1 + v_1)^2}{2} \cdot v_{n3} \quad (4)$$

де  $v = \frac{\mu}{1 - \mu}$  ;  $n_{1-3} = 1, 2 \dots 6$ .

Для практичного використання формула розрахунку осідань (3) приведена до вигляду:

$$S = \frac{P}{\pi \cdot E_1} \cdot \delta_0, \quad (5)$$

де  $S$  – осідання пального фундаменту, см;

$P$  – навантаження на паливий фундамент, кН/см;

$$E_1 = \frac{E}{(1 - \mu^2)}; \quad (6)$$

де  $E$  – модуль деформації ґрунту активної зони з урахуванням ущільнення ґрунту під палями в результаті їх заглиблення.

Значення безрозмірної компоненти  $\delta_0$  табульовані для різних випадків передачі навантаження по бокові поверхні і в площині вістря палі і в залежності від коефіцієнта бокового розширення ґрунту  $\mu = 0,1; 0,3; 0,35; 0,4; 0,5$ ; приведеної ширини паливих фундаментів  $d_0/l = \beta = 0,025; 0,05; 0,1; 0,15 \dots 0,4$ , тобто для однодвох, трирядних фундаментів з довжиною палі 6-24 м; приведеної глибини розташування границі активної зони  $z_0/l = 1,1, 1,2, \dots 3$ . Для проміжних значень  $\beta, \mu, z_0/l$  значення  $\delta_0$  знаходиться шляхом інтерполяції.

В дворядних і трирядних паливих фундаментах відстань між палями, як правило  $3d$ , тому осідання цих фундаментів можна розраховувати по даному методу. В однорядних паливих фундаментах відстань між палями часто складає  $6d$  і більше. В цьому випадку паливий фундамент і ґрунт не можна розглядати як єдиний масив і розв'язки плоскої задачі недопустимі до визначення осідань.

Взаємовплив палі можна визначити по напрацьованому практичному методу А.А. Бартоломія [2-4]. В формулі для розрахунку осідань стрічкових паливих фундаментів з урахуванням взаємовпливу палі при різній відстані між палями перша складова – осідання ущільненої зони, друга складова – осідання ґрунту нижче ущільненої зони:

$$S = \frac{\beta \cdot h_y}{\frac{1}{2} \cdot (E_y + E_0)} \cdot \frac{P_0 + P_1}{2} + (1 + R_0) \cdot \sum_1^n \frac{\beta}{E_1} \cdot P_i \cdot h_i, \quad (7)$$

де  $\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}$  – коефіцієнт, що корегує спрощену схему розрахунку;  $E_y$  – модуль деформації ґрунту ущільненої зони;  $E_0$  – природний модуль деформацій ґрунту на

границі ущільненої зони.  $P_0$ ,  $P_i$  – напруження біля кінця і на границі ущільненої зони.

В крупно панельних будівлях і в будівлях підвищеної поверховості відстань між внутрішніми поперечними рядами паль часто рівна 2,6-3,2 м. В даному випадку буде здійснюватись взаємовплив рядів паль, який можна визначити:

$$\sigma_{zx} = \frac{P}{\pi \cdot l} \cdot a_n, \quad (8)$$

де  $P$  – навантаження на стрічковий пальовий фундамент Н/см;  $l$  - довжина палі, см.

$a_n$  - коефіцієнт, приймається по таблицях [4].

#### 1.4 Дослідження опору однорядних стрічкових пальових фундаментів вертикальним навантаженням за МГЕ

##### 1.4.1 Основні етапи прикладання МГЕ в розрахунках СПФ (стрічкових пальових фундаментів)

Прикладання методу граничних елементів до теперішнього часу в розрахунках основ і фундаментів має обмежену область. Разом з тим, як показують дослідження К. Бреббія [9], Беннерджі, Баттерфілда [8] Алейникова С.М. [11], Моргун А.С. [12] МГЕ має суттєві переваги в порівнянні з іншими методами числових досліджень (з методом скінчених елементів, МСЕ) і МГЕ може бути використаний для дослідження найбільш складних нелінійних процесів, що характеризують особливості взаємодії основ і фундаментів.

В даній роботі виконано дослідження по вивченню характеру розподілу сил тертя по бокові поверхні паль, нормальних напружень під нижнім кінцем паль, повздовжніх сил по довжині паль в складі стрічкових пальових фундаментів, коли число паль змінюється від двох до шести.

Крім того, отримані дані про розподіл загального навантаження від ростверку на палі, а також закономірності зростання загального зусилля на фундамент при збільшенні числа паль і зміни середнього навантаження на палю в складі стрічкового однорядного пальового фундаменту.

Прикладання МГЕ до розв'язку задач про опір паль в ґрунтовому півпросторі передбачає виконання наступних основних етапів:

а) границя палі (бокова поверхня і нижній кінець) розбиваються на ряд граничних елементів, на яких задаються переміщення чи напруження;

б) для кожного граничного елемента визначаються коефіцієнти впливу з використанням відповідного фундаментального рішення. В роботі використано розв'язки Р. Міндліна для півплощини;

в) формується глобальна матриця коефіцієнтів та вектор-стовбець вільних членів, які визначаються з граничних умов задачі, що розглядається;

г) визначаються невідомі напруження на границі шляхом розв'язку скомпонованої системи лінійних алгебраїчних рівнянь (СЛАР);

д) шляхом інтегрування знайдених величин напружень визначається опір кожної палі і стрічкового фундаменту при заданому осіданні.

Розрахунковим рівнянням стану при розв'язку задачі поведінки під навантаженням СПФ є інтегральне рівняння, отримане К. Бреббія [8]. Рівняння стану встановлює залежність між переміщеннями та напруженнями на границі дослідного об'єкта.

Як відомо, числове інтегрування – більш стійкий процес, ніж числове диференціювання. Числовий МГЕ потребує використання ЕОМ і, що є загальним для наближених числових методів, зводить розрахункові рівняння до розв'язків СЛАР високих порядків.

Запис системи 15 диференційних розрахункових рівнянь в узгодженнях про підсумовування Ейнштейна має наступний вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ij,j} + b_j &= 0 \\ \varepsilon_{ij} &= \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \\ \sigma_{ij} &= C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \end{aligned} \right\} \Rightarrow C_{ij}(\xi)u_j(\xi) + \int_{\Gamma} p_{ij}^*(\xi, x)u_j(x)d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} u_{ij}^*(\xi, x)p_j(x)d\Gamma(x), \quad (9)$$

де  $\sigma_{ij,j} + b_j = 0$  – статичні рівняння рівноваги;

$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i})$  – геометричні рівняння;

$\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl}$  – фізичні рівняння середовища.

- Теорія напружень заснована на вимогах рівноваги.
- Вивчення деформацій являє собою по суті геометричний напрям аналізу, відомий під назвою теорія деформацій.
- Фізичні рівняння являють математичну ідеалізацію механізму поведінки матеріалу.

В рівнянні (9):

$u$  – заданий вектор переміщень на контактні границі фундаментної конструкції;

$p$  – шуканий вектор напружень на границі;

$u^*$ ,  $p^*$ ,  $\sigma^*$  – ядра граничного рівняння чи функції впливу МГЕ, це двоточкові функції, їх компоненти – переміщення та напруження довільної точки поля в напрямку «і» (точка нагляду) від сили  $P = 1$ , прикладеної в «j» –му напрямку (джерелі) – прийнято рішення

$P$ . Міндліна для переміщень, напружень та похідних від напружень, що відповідають одиничним збурюючим впливам ( $P=1$ ) в півпросторі. Ядра інтегрального рівняння характеризують собою досліджуване середовище. Саме рішення  $P$ . Міндліна тотожно задовольняють граничним умовам на границі (рівність нулю напружень на границі півпростору) і значно понижують об'єм обчислювальних робіт, необхідний для рішення задачі;

$c_{ij}$  – постійна, визначається із умов руху тіла як цілого, з'являється при переводі краєвої задачі до інтегрального рівняння (5.1) для отримання єдиного рішення.;

$\Gamma$ ,  $\xi$ ,  $x$ ,  $\Omega$  – відповідно гранична поверхня фундаментної конструкції, точка збурення, точка нагляду та границя трикутних осередків активної зони ґрунту [9,12,24].

Рішення граничних задач подають, як витікаючи із принципів взаємності (теорема Бетті), чи отримують із методу зважених нев'язок.

Фундаментальні рішення  $P$ . Міндліна  $(u^*, q^*)$  і є тим одиничним універсальним допоміжним станом принципів взаємності Бетті. Кожний інтеграл в рівнянні (9) являє собою роботу узагальненої сили одного стану на відповідних їм переміщеннях другого стану.

#### 1.4.2 Структура програми розрахунку стрічкового пальового фундаменту на EOM

При визначенні опору стрічкового пальового фундаменту вертикальному навантаженню використано програму складену на алгоритмічній мові «Delphi». Програма включає наступні процедури:

- INPUT;
- KSS;
- KBS;
- KSB;
- KBB;
- GAUSP.

В процедурі INPUT здійснюється ввід вхідних даних, які характеризують геометрію палі, механічні характеристики ґрунту, який примикає до бокової поверхні та нижнього кінця палі, відстань між палями, осідання паль стрічкового фундаменту.

При розрахунку стрічкового пальового фундаменту призматичні палі замінюються палями циліндричної форми з метою спрощення розрахункової схеми. При цьому задача із тривимірної переходить в циліндричну (осесиметричну), що дозволяє значно зменшити об'єм обчислень.

В цьому випадку граничні елементи по бокові поверхні палі являють собою циліндричні елементи постійної висоти  $H_1$  в межах однієї палі. Разом з тим в програмі передбачено, що висота граничних елементів може бути різною для окремих паль стрічкового фундаментів. Це виконано з метою розповсюдження на розрахунки стрічкових фундаментів із паль різної довжини (при цьому кількість вузлів на бокові поверхні паль  $n_1$  залишається постійною).

Граничними елементами нижнього кінця паль являють собою кільця, що мають постійну ширину  $h_2$ , а кількість цих елементів задається параметром  $n_2$ .



При інтегруванні функцій Р. Міндліна по колу в межах зміни кута від нуля до  $\pi/2$ , коло дискретизувалось ( $n3$ ) елементарними ділянками (граничними елементами), а довжина кола в межах цих ділянок приймалась ( $h3*ar$ ),

де  $h3$  - кут в радіанах,

$ar$ - радіус кола.

В процедурі INPUT також задається:

- відстань між палями  $ds$  та
- кількість паль (NS).

До механічних характеристик, що визначають опір палі, заглибленої в пружне середовище, відносяться:

- модуль деформацій ґрунту (E) та
- коефіцієнт Пуассона, які в програмі подані як базові параметри.

Опір стрічкових пальових фундаментів в роботі визначався при заданому осіданні ( $edw = 0,02$  м). Величина осідання, рівна 0,02 м, приймалась на основі експериментальних досліджень опору вертикальним навантаженням стрічкових пальових фундаментів, виконаних в польових умовах А. Бартоломієм та З. Бабічевим. [5,10]. Їх досліди показали, що спостерігається лінійна залежність графіка «навантаження-осідання» для цих фундаментів, коли осідання не більше 2 см.

Довжина паль стрічкового фундаменту в розрахунку може бути різною і вводиться під символом  $ls[q]$  де  $q$  – індекс палі. Для кожного вузла на бокові поверхні палі, який розташовується посередині осі симетрії кожного граничного елемента, вводяться координати  $Z[q,i]$ , де  $q$ - індекс палі,  $i$  - індекс вузла на цій палі. Аналогічним чином вводяться координати радіусу  $q$ -тої палі. Для середини кожного граничного елемента по колу (бокової поверхні чи нижнього кінця) вводиться значення кута під індексом  $tt[i]$ . Враховуючи, що на площині нижнього кінця розташовані кільцеві елементи, які характеризуються відстанню від центру нижнього кінця до середини кільця вводяться координати вузлів  $er[i]$ .

Крім того, враховуючи, що на закон розподілення зусиль між пальми в процесі осідання стрічкового фундаменту суттєвий вплив здійснює жорсткість ростверку, вводяться прогини ростверку. У випадку абсолютно жорсткого ростверку його згинальна жорсткість  $EI = \infty$  (рівна нескінченності) і прогини (переміщення) всіх паль однакові і рівні заданому осіданню.

В процедурі KSS визначаються коефіцієнти впливу коли одиничні сили знаходяться на граничних елементах бокової поверхні палі і вузли, в яких визначаються дотичні напруження, теж знаходяться на боковій поверхні.

В даній процедурі виконується обхід всіх вузлів паль стрічкового фундаменту і враховується вплив всіх паль, що входять в склад стрічкового фундаменту. Тобто, якщо розглядається перший вузол першої палі, то враховується вплив одиничних сил, розташованих на елементах палі, яка розглядається, та всіх елементів на решті паль з урахуванням відстаней від цих елементів до вузла, який розглядається. При цьому використовується функція Р. Міндліна для вертикального переміщення точки пружної півплощини, яка визначається виразом:

$$KW = \frac{P}{16 \cdot \pi \cdot G \cdot (1-\nu)} \cdot \left[ \frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8 \cdot (1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(Z-C)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu) \cdot (Z+C)^2 - 2 \cdot C \cdot Z}{R_2^3} + \frac{6 \cdot C \cdot Z \cdot (Z+C)^2}{R_2^5} \right], \quad (10)$$

де  $P$  - одинична сила;

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad - \text{модуль зсуву};$$

$E$  – модуль деформації ґрунту;

$\nu$  – коефіцієнт Пуассона;

$KW$  – переміщення палі у вертикальному напрямку;

$$R_1 = \sqrt{(Z - C)^2 + r^2} \quad (11)$$

$$R_2 = \sqrt{(Z + C)^2 + r^2}$$

$Z$  – проекція відстані від поверхні півпростору до точки спостереження  $B$ ;

$C$  – проекція відстані від поверхні півпростору до точки прикладання сили  $P = 1$ .

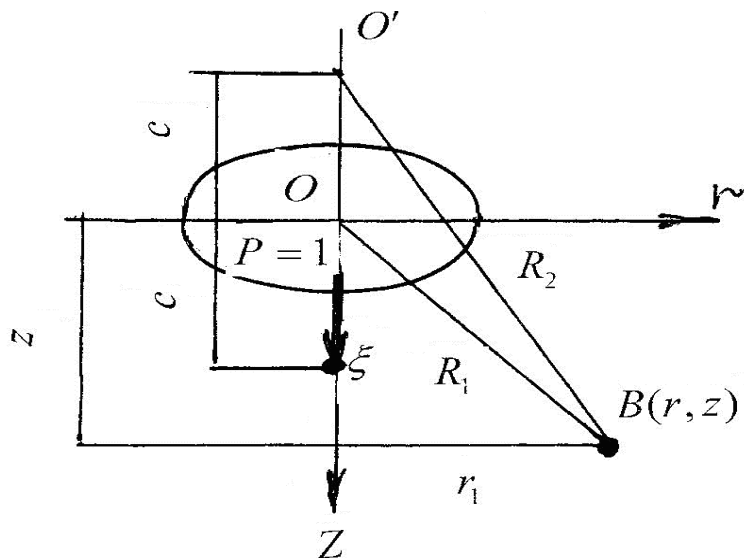


Рисунок 1.5 Схема позначень в формулі Р. Міндліна від дії вертикальної сили  $P=1$

В процедурі KBS визначаються коефіцієнти впливу, коли одиничні зусилля розташовані на бокові поверхні палі, а точка спостереження знаходиться на граничних елементах нижнього кінця, тобто, тут враховується вплив напруженого стану по бокові поверхні палі на розподіл нормальних напружень в площині нижнього кінця палі.

В процедурі KBВ визначаються коефіцієнти впливу, коли джерело збурення ( $P=1$ ) знаходиться на елементах нижнього кінця і точки спостереження також знаходиться на тих же елементах нижнього кінця.

Після обрахування 4-х під матриць із них формується загальна матриця впливу методу граничних елементів, яка характеризує піддатливість ґрунтової основи:

$$[K] = \begin{bmatrix} KSS & KBS \\ KSB & KBB \end{bmatrix} \quad (12)$$

Вектор-стовпець вільних членів  $wed[i]$  визначається величиною заданого осідання  $edw$ , яка задана в процедурі INPUT.

Наступним кроком є обчислення шуканих нормальних та дотичних напружень по границі палі, які визначаються із розв'язку СЛАР:

$$[K] \cdot \{X\} = \{wed\}, \quad (13)$$

де  $[K]$  - загальна матриця коефіцієнтів впливу МГЕ, які визначаються інтегруванням рішень Р. Міндліна.

$\{wed\}$  - вектор стовпець вільних членів, елементи стовпця рівні, заданому осіданню 0.02 м. Їх постійна величина обумовлена тим, що нехтується стисливістю паль під дією вертикальної сили та згином ростверку при передачі зовнішнього навантаження на окремі палі.

$\{X\}$  - вектор невідомих напружень по бокові поверхні палі (дотичні напруження,) і під нижнім кінцем палі (нормальні напруження,  $\sigma_1$ ).

Для розв'язку системи рівнянь використано процедуру GAUSP, в якій запрограмовано числовий метод Гауса для розв'язку системи лінійних алгебраїчних рівнянь.

Після визначення величини напружень по поверхні палі шляхом інтегрування знаходяться зосереджені сили опору під нижнім кінцем палі  $ps[q]$  і по бокові поверхні  $pbs[qi]$ , а також величини загального опору кожної палі  $pp[q]$ . Опір стрічкового фундаменту при заданому осіданні рівний сумі опорів всіх паль:

$$pf = \sum_{i=1}^{NS} pp[i] . \quad (14)$$

### 1.4.3 Результати досліджень особливостей опору стрічкових пальових фундаментів вертикальним навантаженням

По результатах числових розрахунків за МГЕ побудовано епюри розподілу сил тертя по бокові поверхні палі, нормальних напружень під нижнім кінцем і подовжених сил по довжині палі коли кількість паль змінюється  $NS=1,2,3,4,5,6$  (див. рис. 2.2-2.7).

Аналіз графіків залежності розподілу дотичних напружень по довжині паль показує, що ці напруження розподіляються практично рівномірно по глибині і спостерігається деяке збільшення сил тертя поблизу нижнього кінця палі.

Крім того, при збільшенні кількості паль в складі фундаменту проходить зниження сил тертя по бокові поверхні паль в складі стрічкового фундаменту в порівнянні з аналогічними величинами одиничної палі ( $NS=1$ ). Це не протирічить уявленням про характер роботи паль в складі стрічкового фундаменту і підтверджує експериментально виявлене явище зниження опору паль в складі фундаменту за рахунок взаємодії напружених зон сусідніх паль.

Епюри нормальних напружень в рівні площини нижнього кінця паль мають криволінійний характер з максимальною ординатою на кромці нижнього кінця.

Такий характер залежності розподілу напружень має деяку аналогію з графіком розподілу контактних напружень по підшві фундаментів мілкового закладання, які відносяться до абсолютно жорстких. Для них характерна сідлоподібна форма графіка контактних напружень з максимальним значенням напружень біля кромки фундаменту.

Ця аналогія слугує непрямимознакою реальності епюри розподілу нормальних напружень під нижнім кінцем паль в складі фундаменту.

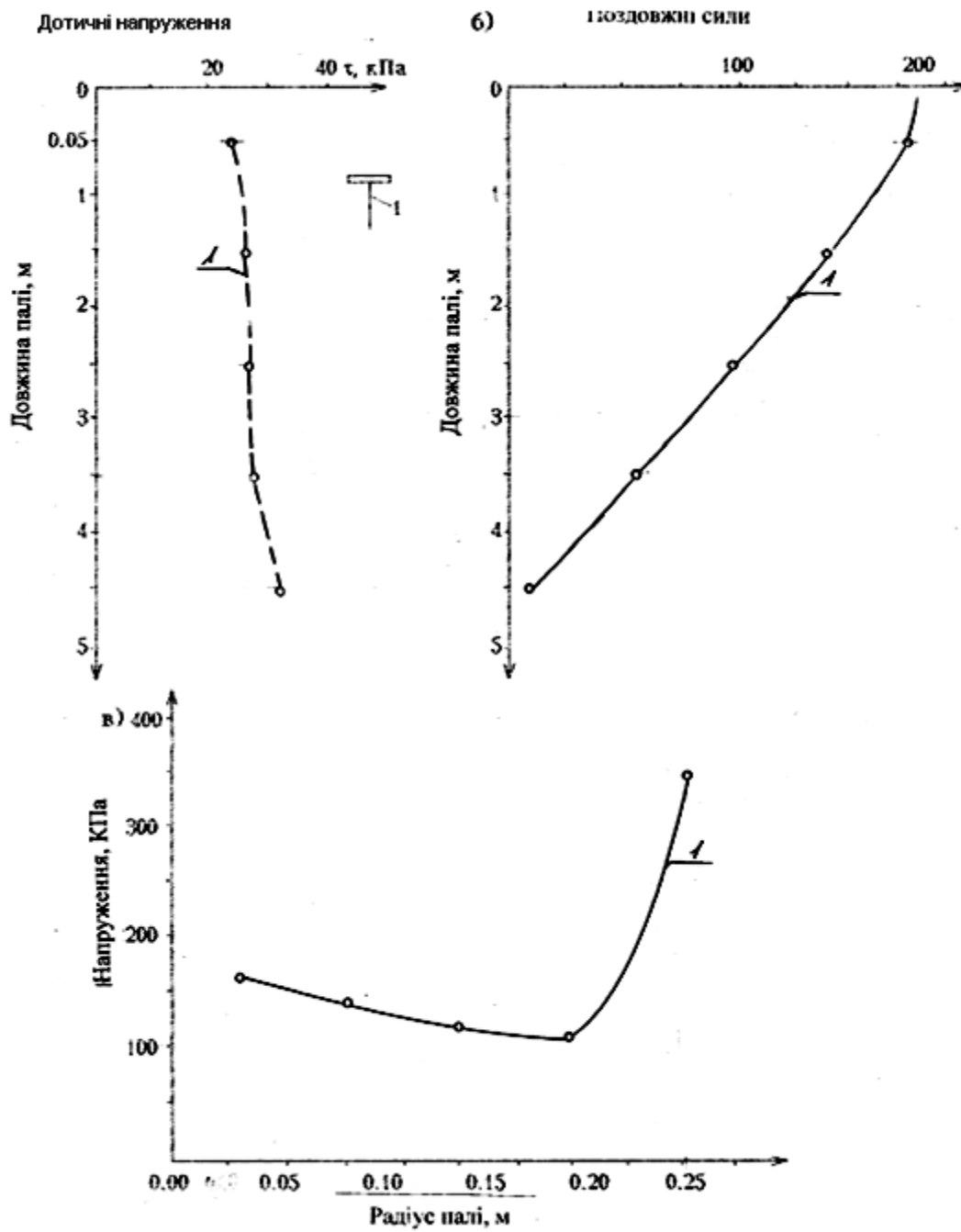


Рисунок 1.6 – Розподіл напружень в елементах одиночної палі (NS=1):

- а) сили тертя по бокові поверхні;
- б) поздовжні сили;
- в) нормальні напруження під нижнім кінцем

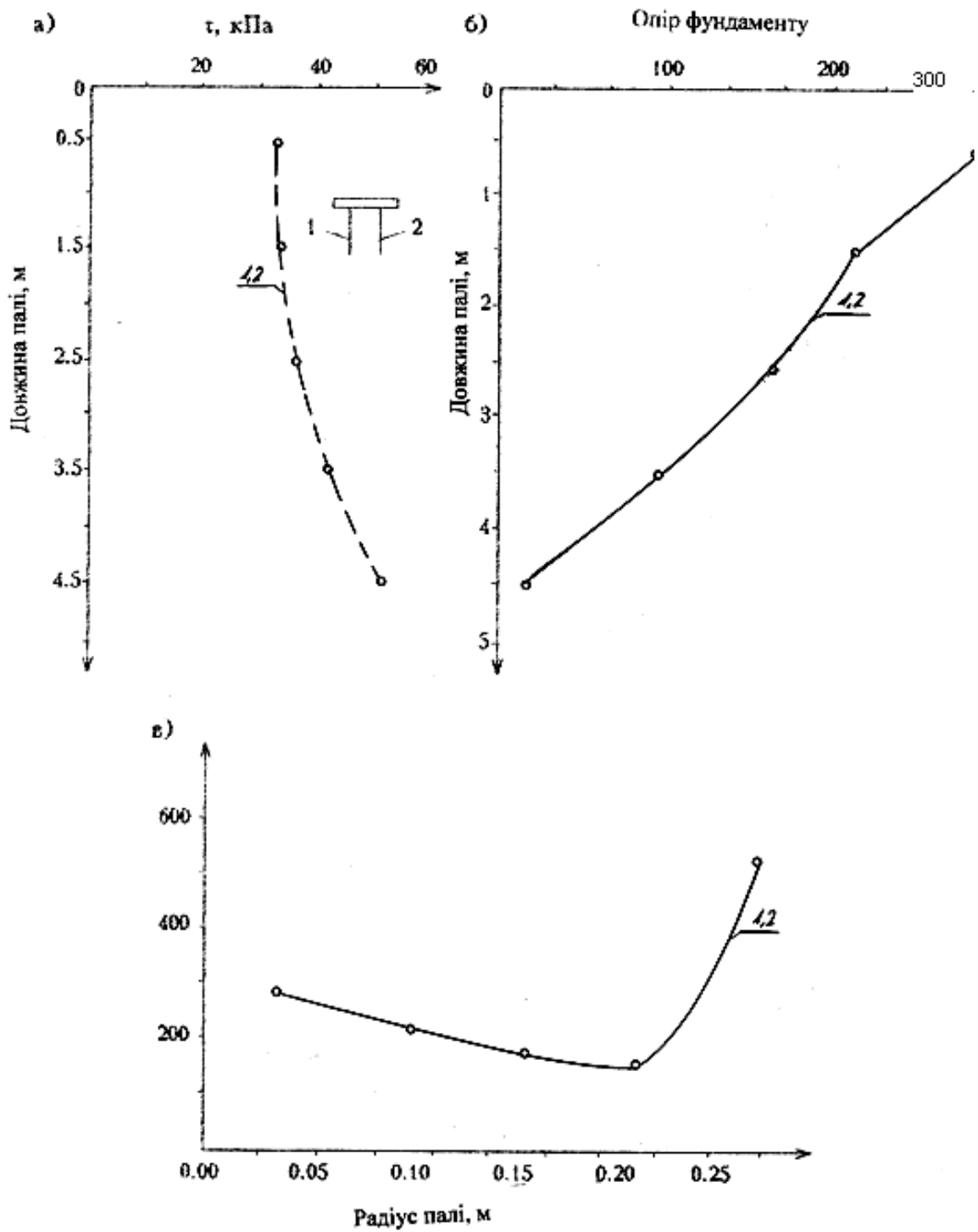


Рисунок 1.7 – Розподіл напружень в елементах палі стрічкового пального фундаменту (NS=2 палі):

- а) сили тертя по бокові поверхні;
- б) поздовжні сили;

в) нормальні напруження під нижнім кінцем

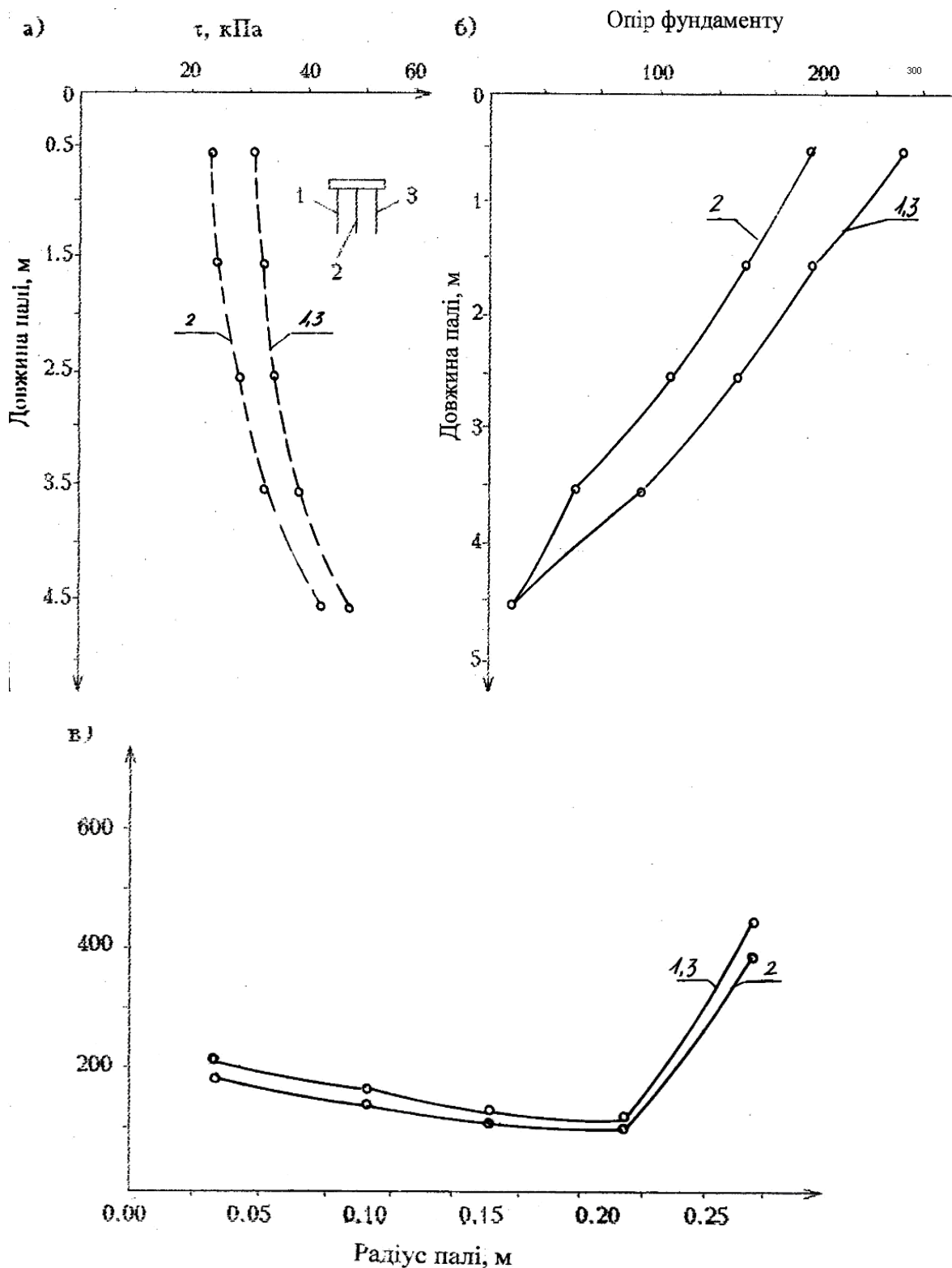


Рисунок 1.8 – Розподіл напружень між елементами палей стрічкового пального фундаменту

(NS=3 палі):

а) сили тертя по бокові поверхні;



- б) поздовжні сили;  
в) нормальні напруження під нижнім кінцем

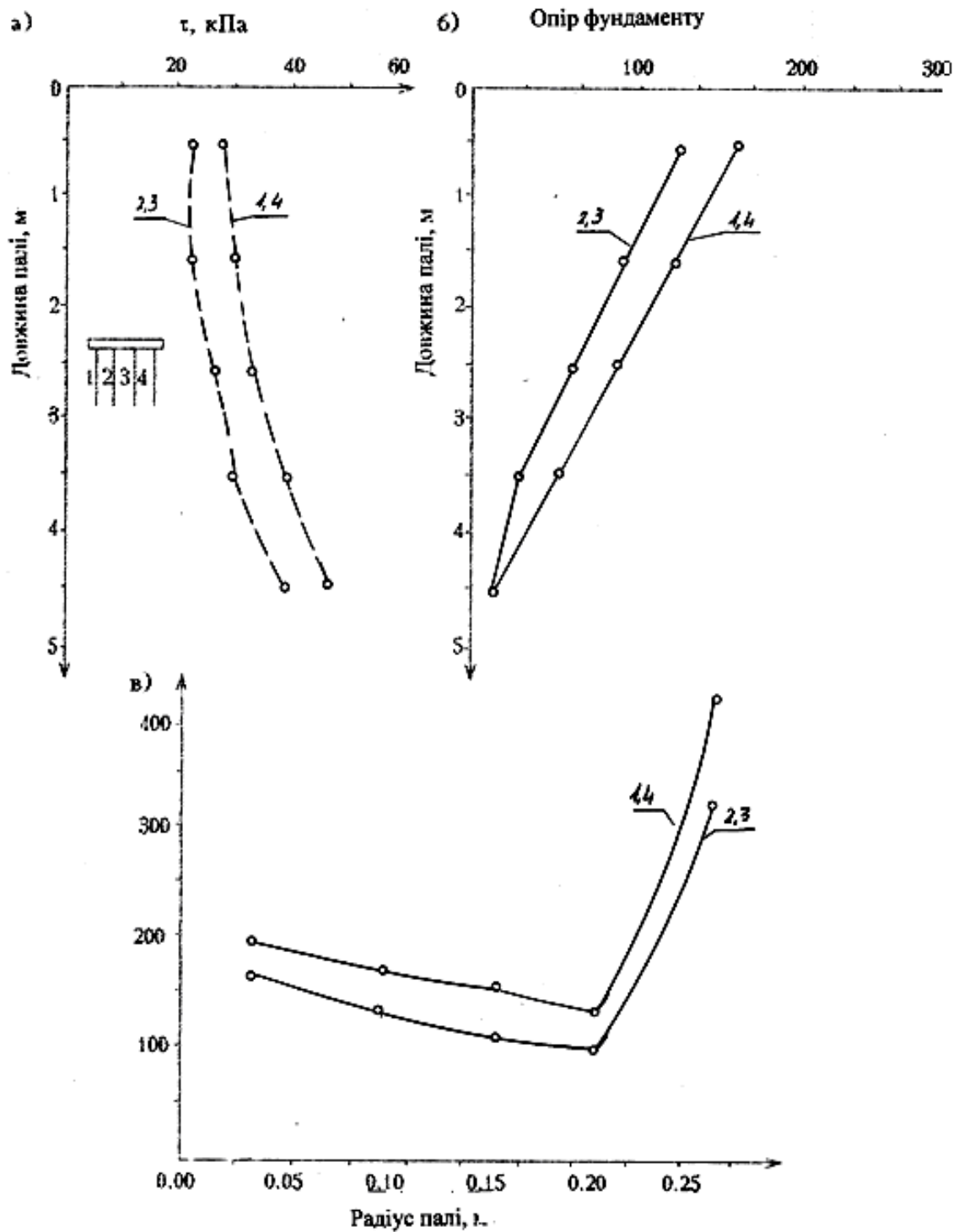


Рисунок 1.9 – Розподіл напружень в елементах палей стрічкового пального фундаменту

(NS=4 штуки палей):

- а) сили тертя по бокові поверхні;
- б) поздовжні сили;
- в) нормальні напруження під нижнім кінцем

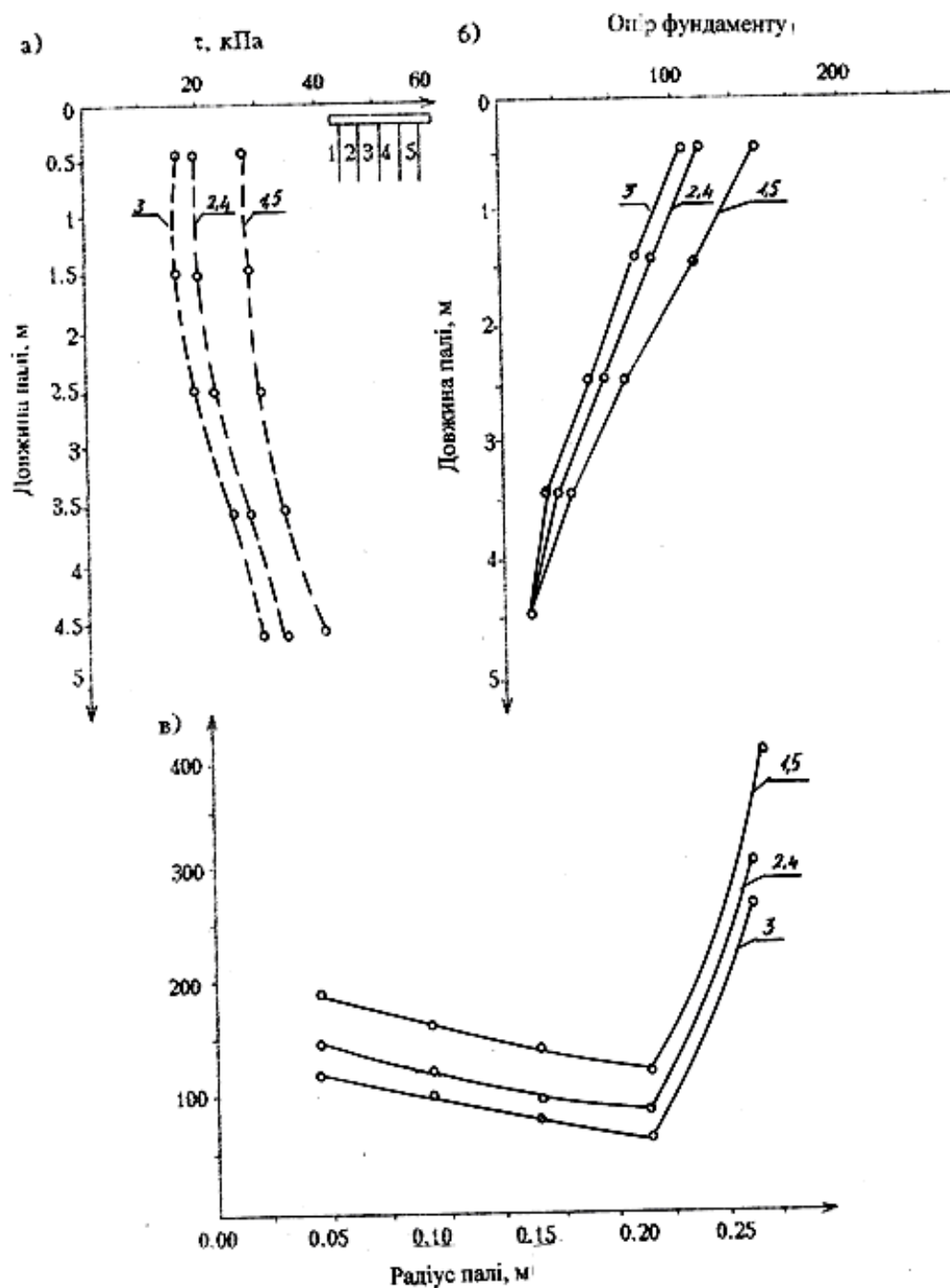


Рисунок 1.10 – Розподіл напружень в елементах палей стрічкового пального фундаменту (NS=5 штук палей):

- а) сили тертя по бокові поверхні;
- б) поздовжні сили;
- в) нормальні напруження під нижнім кінцем

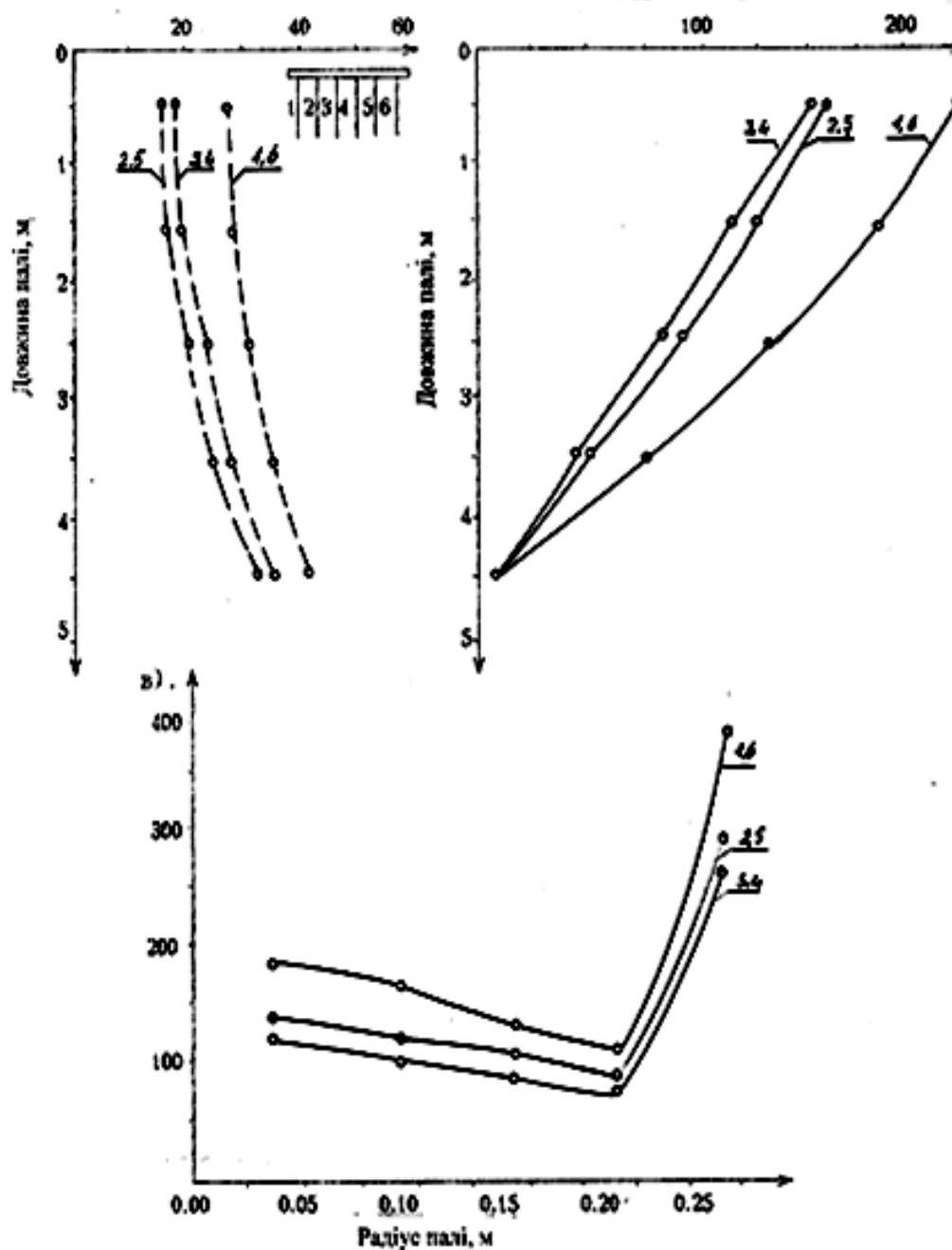


Рисунок 1.11 – Розподіл напружень в елементах палей стрічкового пального фундаменту

(NS=6 штук палей):

- а) сили тертя по бокові поверхні;

- б) поздовжні сили;
- в) нормальні напруження під нижнім кінцем

Епюри подовжених зусиль в стовбурі палі показують, що вони зменшуються з глибиною, що обумовлено реалізацією сил тертя по бокові поверхні палі. При цьому, поздовжні сили більші в крайніх палях, ніж у палях, розташованих посередині стрічкового фундаменту.

На рис. 2.8 подано графік зміни загального опору стрічкового фундаменту, коли кількість палі зростає від 2 до 6. Із графіка видно, що загальний опір відповідно зріс від 547 кН до 1029 кН, тобто, маже в два рази.

Та як показує аналіз даних в табл. 2.1, приріст опору СПФ із збільшенням кількості палі зменшується і в даних дослідженнях його мінімальна величина складає 115 кН. Відомим фактом є те, що середнє значення опору палі в складі фундаменту (і в глинистих ґрунтах) менше опору одиначної палі. Теоретичні дані, подані в таблиці 1.3, відповідають дослідним даним А. Бартоломія, і З. Бабічева.

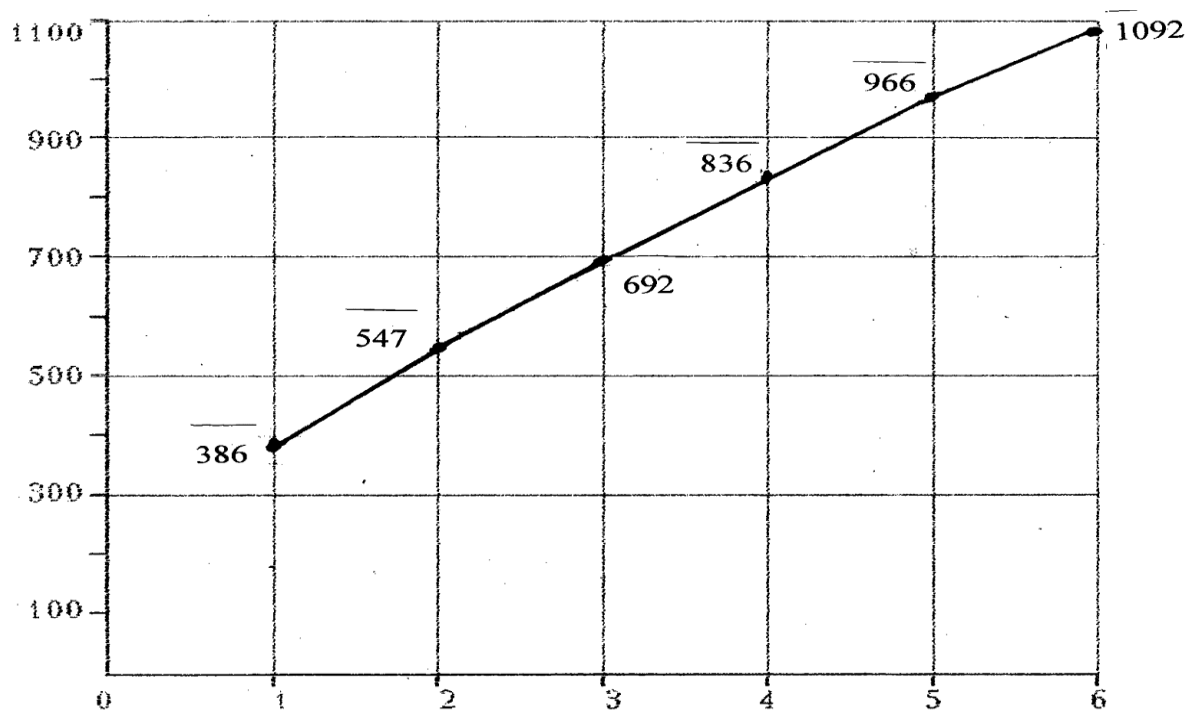
Цікаво відмітити, що приріст середнього значення опору палі в складі стрічкового фундаменту із 6-ти палі менше аналогічного показника для палі, коли кількість палі  $n_s = 5$ , на 11 кН. Тобто, практично розбіжність прямує до нуля.

В практиці будівництва стрічкові палі фундаменти в стрічці включають кількість палі більше 6-ти. І при такій кількості палі проявляється плоско-деформований стан основи (коли фундамент стає стрічковий). Це має важливе практичне значення при розрахунку і проектуванні стрічкових палі фундаментів, оскільки це дає можливість використовувати більш прості розрахункові схеми.

Отримані дані дозволяють запропонувати гіпотезу про те, що «стрічковість» фундаменту настає при кількості палі в стрічці  $N_S \geq 6$ , а за критерій настання відповідного напружено-деформованого стану можна прийняти, що приріст опору фундаменту ( $\Delta P$ ) стає постійною величиною, а приріст середнього опору палі в складі СПФ ( $\Delta \bar{p} \Rightarrow 0$ ) прямує до нуля.

Дослідження розподілу загального зусилля, яке сприймає СПФ між палями, розташованими в один ряд показує (див. таб. 1.3) що крайні палі сприймають більші навантаження, ніж центральні.

Це пояснюється лінійною стадією роботи палей і ґрунтової основи, а також жорсткістю ростверку. Крім того, із графіків зміни зусиль в палях по відношенню до середнього значення опору однієї палі фундаменту видно, що нерівномірність розподілу залежить від кількості палей. При цьому зусилля на крайні палі перебільшують на 20-14% середні значення, а зусилля на центральні палі на 10-15% менше середнього значення ( $\bar{P}_i$ ).



По вертикалі: опір стрічкового пальового фундаменту  $R$ , кН;

По горизонталі: кількість палей, шт;

Рисунок 1.12 – Залежність опору СПФ від збільшення кількості палей

Таблиця 1.3 Дані про опір СПФ вертикальним навантаженням

Кількість паль в фундаменті	Загальний опір фундаменту при $S=0.01$ в кН	Приріст опору $P_i$ , кН	Середнє значення опору палі $p_i$ , кН	Приріст $P_i$ , кН	
1	386 кН	-	386	1	-
2	547	161 кН	273,5	0,708	112,5 кН
3	692	145	230	0,596	43,5
4	836	144	209	0,541	21
5	966	130	193	0,5	16
6	1092	126	181,9	0,471	11

### Висновки до розділу 1

1. Загальний опір стрічкових пальових фундаментів вертикальним навантаженням зростає із збільшенням кількості паль по довжині стрічки, але приріст загального опору стрічкового пальового фундаменту із збільшенням кількості паль прямує до деякої постійної величини.

2. Середнє значення опору однієї палі в складі СПФ менше опору одиночної палі, що обумовлено взаємовпливом напружених зон основи сусідніх паль.

3. Приріст середнього опору однієї палі стрічкового однорядного фундаменту зменшується при збільшенні кількості паль і при кількості паль  $n \geq 6$  в СПФ стає практично рівним нулю, тобто при такій кількості паль фундамент стає «стрічковим».

4. Розподіл загального навантаження фундаменту на окремі палі нерівномірний: крайні палі сприймають більші, а центральні – менші зусилля в порівнянні із середнім значенням опору палі в складі стрічкового пальового фундаменту.

## РОЗДІЛ 2. ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА

### 2.1. Архітектурно-будівельні рішення

#### 2.1.1 Загальні положення

Магістерський дипломний проект на тему «Опір вертикальним навантаженням стрічкового пальового фундаменту за МГЕ», виконаний на підставі завдання на дипломне проектування, у відповідності з довідковою літературою, державними стандартами, будівельними нормами та правилами на підставі проекту.

#### 2.1.2 Район будівництва

Проектований будинок будується в м. Вінниця.

Згідно СНиП 2.01.01-82 «Будівельна кліматологія та геофізика» та ДБН В.1.2.2-2006 «Навантаження і впливи», район будівництва має наступні кліматичні характеристики:

- глибина промерзання ґрунту 0,9 м;
  - температура зовнішнього повітря самої холодної п'ятиденки - 21°C та самої холодної доби - 25°C;
  - середньорічна кількість опадів - 544 мм;
  - III район снігового навантаження - 135кг/м.кв
- Рельєф площадки будівництва прийнятий умовно спокійним. На площадці будівництва, у результаті дослідження ґрунтів виявлено залягання наступних ґрунтів – насипний ґрунт, супісок, пісок середньої крупності, рівень ґрунтових вод на глибині -17,3м.



### 2.1.3 Генеральний план

Площадка генплану має прямокутну форму з розмірами 100x80,00 м. Пішохідні доріжки шириною-1,5м; головна проїзна дорога - 6,0м. Санітарні та пожежні норми проектування дотримані. Проектом передбачається повний благоустрій та озеленення території ділянки. Проїзди, вимощення асфальтуються.

Тротуари, пішохідні доріжки викладенні тротуарною плиткою. Озеленення території забудови виконано засадженням листяних порід дерев та газоном. Для благоустрою дворової території розташовується ігрова площадка 8,00x20,00 м, автостоянка 20,00x3,00 м, футбольна площадка 15,00x25,00 м, площа для перебування домашніх тварин 10,00x15,00 м.

### 2.1.4 Об'ємно-планувальне рішення

Будинок у плані прямокутний дев'ятиповерховий, висота поверху 2,8м, є підвал висотою 3,3м. Для технічного обслуговування даху передбачені виходи. За правилами пожежної безпеки передбачені пожежні сходи. Провітрювання квартир і коридорів природне через блоки витяжної вентиляції, розташованих у санвузлах і кухнях. Приміщення горища провітрюється та висвітлюється за допомогою слухових вікон. Будинок складається з однієї житлової частини. Під частиною будинку розташовується підвал, де запроектовано технічні приміщення. Житлова частина будинку становить 9 поверхів, на кожному поверсі 4 однокімнатні та 4 двокімнатні квартири. Зв'язок між поверхами відбувається за допомогою сходово-ліфтового холу, що складається із сходових кліток і ліфтової кабіни. Клас будинку II, ступінь вогнестійкості II, ступінь довговічності II.

### 2.1.5 Конструктивні рішення

Проектований будинок безкаркасний, цегляний із зовнішніми та внутрішніми несучими стінами. Просторова жорсткість будинку забезпечується взаємною роботою зовнішніх та внутрішніх несучих стін, плит перекриття та покриття. Зв'язок зовнішніх та внутрішніх несучих стін здійснюється перев'язкою рядів кладки та стрічковим фундаментом. Плити перекриття та покриття є горизонтальними діафрагмами жорсткості.

## 2.2 Основи та фундаменти

### 2.2.1 Підготовка даних для проектування

Земельна ділянка під будівництво житлової будівлі розташована у м.Вінниця.

Рельєф ділянки спокійний.

Вітровий район – 3 [12].

Сніговий район – 2 [12].

Клас споруди за ступенем відповідальності – II [19].

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту – 0,9 м [20].

### 2.2.2 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Інженерно-геологічна будова майданчику показана на розрізі рисунку 2.1.

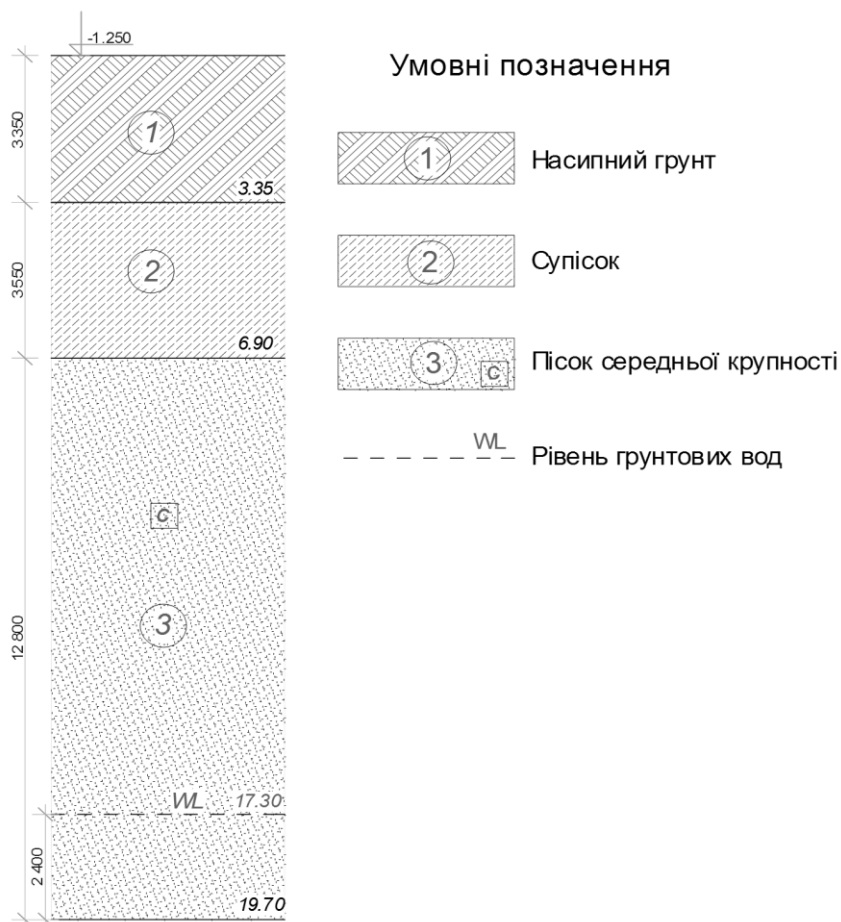


Рисунок 2.1 – Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчику

Ґрунтові води залягають на глибині 17,30 м.

У таблиці 2.2 представлені фізико-механічні характеристики ґрунтів.

### 2.2.3 Збір навантажень на фундамент

Розрахунок виконуємо для фундаменту під середню стіну по осі Б, як найбільш навантаженого. Навантаження збираємо в рівні його обрізу (в рівні підлоги підвалу).

Таблиця 2.1 – Збір навантажень на фундамент

Вид навантаження	Величина характерис- тичного навантаже- ння, кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності за навантаженням		Величини розрахункових навантажень, кН/м <sup>2</sup>	
		$\gamma_{fe}$	$\gamma_{fm}$	Експлуата- ційних	Граничних
<b>Постійні навантаження</b>					
<b>Вага покриття</b>					
Техноеласт «Titan Pro»	0,05	1,0	1,05	0,05	0,0525
Техноеласт «Base»	0,0375	1,0	1,1	0,0375	0,04125
Стяжка 10 мм	0,22	1,0	1,1	0,22	0,242
Утелювач мінеральна вата «Rockwool», 120мм $\rho_{ум} = 0,38 \text{ кН} / \text{м}^3$	0,00456	1,0	1,1	0,00456	0,00547
З/б плита покриття	3	1,0	1,1	3	3,3
Всього				3,3	3,63
Всього з $A_{\text{вант.}} = 5,56 \text{ м}^2$				18,3	21,28
<b>Вага перекриття</b>					
Паркет	0,05	1,0	1,3	0,05	0,065
Цементно-піщана стяжка, 300мм	0,653	1,0	1,3	0,653	0,848
Порошок пергаменту	0,03	1,0	1,3	0,03	0,039
Збірне з/б перекриття з багатопустотних плит, 220мм	3	1,0	1,1	3	3,3
Всього				3,683	4,187
Всього з $A_{\text{вант.}} = 5,56 \text{ м}^2$ на 9 поверхів				184,297	209,517
<b>Вага стін</b>					
Стіна: (0,51x18x2,8)x10 <sub>пов.</sub>	257,04	1,0	1,1	257,04	282,74
<b>Продовження таблиці 3.1</b>					
Фундаментні блоки: (0,5x25x3,0)	37,5	1,0	1,1	37,5	41,25
Всього				294,54	323,99
Всього по постійних навантаження				497,09	554,93

Продовження таблиці 2.1					
Тимчасові навантаження					
Навантаження від перегородок					
Перегородки	2,0	1,0	1,1	2,0	2,2
Всього з $A_{\text{вант.}} = 5,56 \text{ м}^2$ на 9 поверхів				100,08	110,09
Корисне навантаження на перекриття					
Корисне	1,5	1,0	1,3	1,5	1,95
Всього з $A_{\text{вант.}} = 5,56 \text{ м}^2$ на 9 поверхів				75,06	97,58
Снігове навантаження					
Сніг	1,35	0,49	1,14	0,76	1,77
Всього з $A_{\text{вант.}} = 5,56 \text{ м}^2$				4,23	9,84
Всього по тимчасових навантаження				179,37	217,51

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

Враховуючи також коефіцієнт надійності за призначенням ( $\gamma_n=0,95$ ) [19]:

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{зм.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{зм.трив.}}) \gamma_n = (497,09 + 0,95 \times 179,37) \times 0,95 = 634,12 \text{ (кН)}; \quad (2.1)$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{зм.корот.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{зм.трив.}}) \gamma_n = (554,93 + 0,95 \times 217,51) \times 0,95 = 723,48 \text{ (кН)}. \quad (2.2)$$

### Вітрове навантаження

Згідно [12] висоту будівлі розбиваємо на ділянки. У межах кожної вважаємо вітрове навантаження рівномірно розподіленим по площі. Результуюча зосереджена сила для кожної ділянки:

$$Q_{B1} = \omega_o \cdot k_1 \cdot c \cdot A_{B1}, \text{ кН}; \quad (2.3)$$

$$Q_{B2} = \omega_o \cdot k_2 \cdot c \cdot A_{B2}, \text{ кН}; ; \quad (2.4)$$

$$Q_{B3} = \omega_o \cdot k_3 \cdot c \cdot A_{B3}, \text{ кН}; ; \quad (2.5)$$

$$Q_{B4} = \omega_o \cdot k_4 \cdot c \cdot A_{B4}, \text{ кН}. \quad (2.6)$$

де,  $\omega_o$  – нормативне значення тиску вітру, яке приймається для заданого району відповідно до [12].

Для м. Вінниця –  $\omega_o = 0.47 \text{ кН} / \text{м}^2$ .

$k_1, k_2, k_3, k_4$  – коефіцієнти, які враховують зміну тиску вітру в залежності від висоти над поверхнею землі і типу місцевості, [12]:

$$k_1 = 0,2; k_2 = 0,3; k_3 = 0,52; k_4 = 0,71.$$

$c$  – аеродинамічний коефіцієнт, який приймається відповідно до [12];

$A_{B1}, A_{B2}, A_{B3}, A_{B4}$  – вертикальні вантажні площі,  $\text{м}^2$ :

$$A_{B1} = A_{B2} = 5 \text{ м}^2;$$

$$A_{B3} = 10 \text{ м}^2;$$

$$A_{B4} = 7,4 \text{ м}^2;$$

$$Q_{B1} = 1,4 \cdot 0,47 \cdot 1 \cdot 0,2 \cdot 5 = 0,52 \text{ кН};$$

$$Q_{B2} = 1,4 \cdot 0,47 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 5 = 0,78 \text{ кН};$$

$$Q_{B3} = 1,4 \cdot 0,47 \cdot 1 \cdot 0,52 \cdot 10 = 2,69 \text{ кН};$$

$$Q_{B2} = 1,4 \cdot 0,47 \cdot 1 \cdot 0,71 \cdot 7,4 = 2,72 \text{ кН};$$

Визначаємо моменти від кожної складової навантаження відносно центра ваги підосви фундаменту (у припущенні, що стіна – консольна балка, яка жорстко защемлена у ґрунті):

$$M_{B1} = Q_{B1} \cdot h_1, \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (2.7)$$

$$M_{B2} = Q_{B2} \cdot h_2, \text{ кН} \cdot \text{м};$$

(2.8)

$$M_{B3} = Q_{B3} \cdot h_3, \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (2.9)$$

$$M_{B4} = Q_{B4} \cdot h_4, \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (2.10)$$

де  $h_1, h_2, h_3, h_4$  – плечі сил  $Q_{B1}, Q_{B2}, Q_{B3}, Q_{B4}$  відносно підосви фундаменту:

$$h_1 = 3,85 + 5/2 = 6,35 \text{ м};$$

$$h_2 = 3,85 + 7,5 = 11,35 \text{ м};$$

$$h_3 = 3,85 + 15 = 6,35 \text{ м};$$

$$h_4 = 3,85 + 20 + 7,4/2 = 27,55 \text{ м};$$

$$M_{B1} = 0,52 \cdot 6,35 = 3,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{B2} = 0,78 \cdot 11,35 = 8,85 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{B3} = 2,69 \cdot 18,85 = 50,71 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{B4} = 2,72 \cdot 27,55 = 74,94 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

Визначаємо сумарний момент від вітрового навантаження:

$$M_B = M_{B1} + M_{B2} + M_{B3} + M_{B4} = 3,3 + 8,85 + 50,71 + 74,94 = 212,73 \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (2.11)$$

Знаходимо момент  $M_x$  на внутрішню несучу стіну по осі В:

$$M_x = \frac{M_B}{n} = 212,73/8 = 26,6 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad (2.12)$$

де  $n$  – кількість несучих стін, що сприймають навантаження від вітру.



Таблиця 2.2 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Вид ґрунту	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	W	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	I <sub>L</sub>	e	S <sub>r</sub>	C, кПа	$\phi$ , °	E, МПа	R <sub>0</sub> , кПа
1. сНасипний ґрунт	17,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2. Супісок вологий, пластичний	18,7	27	0.21	0.23	0.18	0.05	0.6	0,75	0.76	11	21	10	190
3. Пісок середньої крупності, середньої щільності, маловологий	17,6	26,5	0,018	-	-	-	-	0,577	0,22	$\frac{1}{0}$	$\frac{37}{34}$	35	450
Рівень ґрунтових вод – 17,9 м.													

## 2.2.4 Розрахунок фундаменту мілкого закладання

Вибір типу фундаменту і глибини його закладання

Під стіни улаштовуємо стрічкові фундаменти з збірних залізобетонних плит і блоків.

Глибину закладання фундаменту призначаємо з таких міркувань.

1. Навантаження на фундамент  $N^e = 634,12$  кН, тому глибину закладання нижче підлоги підвалу необхідно прийняти не менше 0,7 м.
2. Конструктивне рішення фундаменту показано на рисунку 2.4

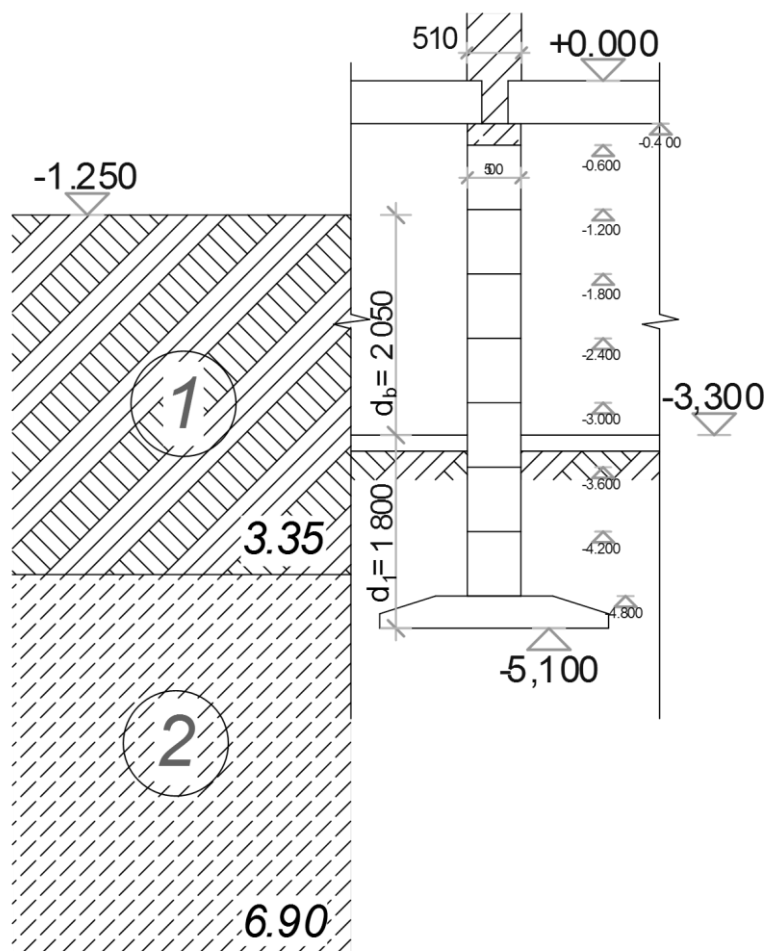


Рисунок 2.2 – Положення фундаменту мілкого закладання у ґрунті

3. Враховуючи, що відмітка планування території, згідно до генерального плану, складає в місці найнижчого рівня -1,600, а відмітка підлоги підвалу -3,300 глибина закладання, прийнята з конструктивних умов, при проектуванні фундаменту на природній основі забезпечує занурення подошви фундаменту у несучий шар не менше, ніж на 0,5 м (несучим шаром є ґрунт ІГЕ №2). Положення фундаменту у ґрунті при відмітці планування для частини будівлі в осі Б -1,250, показане на рисунку 3.2.

4. Прийнята глибина закладання перевищує глибину промерзання на території, яка складає 0,9 м.

#### Підбір розміру подошви фундаменту

Розрахунок розмірів подошви фундаменту мілкового закладання згідно з [12], виконуємо за другою групою граничних станів.

Розміри подошви фундаменту повинні задовольняти таким граничним нерівностям:

$$p_{\text{сеп}} \leq R; \quad (2.13)$$

$$p_{\text{max}} \leq 1,2R; \quad (2.14)$$

$$p_{\text{min}} \geq 0; \quad (2.15)$$

де  $p$  – тиск під подошвою фундаменту, кПа;

$R$  – розрахунковий опір ґрунту основи, кПа.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} (M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_c C_{II}) \quad (2.16)$$

Потрібна площа подошви в першому наближенні з урахуванням власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах

$$A' = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} d} = \frac{634.12}{190 - 20 \times 3.85} = 5.6 \text{ (м}^2\text{)}. \quad (2.17)$$

Для стрічкового фундаменту ширина подошви  $b = A = 5,6$  м. Виходячи з типорозмірів фундаментних плит приймаємо  $b = 3,2$  м.

Перевіримо виконання граничних нерівностей (2.13).

Питома вага ґрунту засипки вище подошви фундаменту

$$\gamma_{II} = \frac{17.7 \cdot 3.35 + 18.7 \cdot 0.5}{3.85} = 17.83 \text{ (кН/м}^3\text{)},$$

$$R = \frac{1.1 \cdot 1.0}{1.1} (0.56 \cdot 1.0 \cdot 3.2 \cdot 18.7 + 3.24 \cdot 1.8 \cdot 17.83 + (3.24 - 1) \cdot 2 \cdot 17.83 + 5.84 \cdot 11) = 281.6 \text{ (кПа)}.$$

Тиск під подошвою фундаменту:

$$p_{сеп} = \frac{N}{A} + \gamma_{mт} d = \frac{634.12}{3.2} + 20 \cdot 3.85 = 275.16 \text{ (кПа)} < R = 281.6 \text{ (кПа)}. \quad (2.18)$$

$$p_{max.y} = \frac{N}{l \cdot b} + \frac{6M}{l \cdot b^2} + \gamma_{mт} d = \frac{634.12}{3.2} + \frac{6 \cdot 26.6}{1 \cdot 3.2^2} + 20 \cdot 3.85 = 293.56 \text{ (кПа)} < 1.2R = 337.92 \text{ (кПа)}.$$

$$p_{min.y} = \frac{N}{l \cdot b} - \frac{6M}{l \cdot b^2} + \gamma_{mт} d = \frac{634.12}{3.2} - \frac{6 \cdot 26.6}{1 \cdot 3.2^2} + 20 \cdot 3.85 = 262.39 \text{ (кПа)} \geq 0$$

(2.19)

В другому наближенні:

$$A'' = \frac{N_e}{R - \gamma_{mт} d} = \frac{634.12}{281.6 - 20 \times 3.85} = 3.1 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Виходячи з типорозмірів фундаментних плит приймаємо  $b = 3,2$  м.

Умова виконується. Розмір подошви фундаменту достатній.

За розрахунком потрібна ширина подошви фундаменту  $3,2$  м.

Розрахунок осідання фундаменту мілкового закладання

Розрахунок осідання фундаменту ведемо з урахуванням характеристик ґрунтів в умовах повного водонасичення. Згідно з [21] розрахунок ведемо методом пошарового підсумовування. Тиск під подошвою фундаменту  $p = 275,16$  кПа.

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні подошви фундаменту від рівня природного рельєфу.

$$\sigma_{zg,0} = 17,7 \cdot 3,35 + 18,7 \cdot 0,5 = 68,64 \text{ (кПа)}.$$

Розбиваємо ґрунтову товщу на глибину  $2b=2\cdot 3,2=6,4$  м на шари  $0,2b = 0,64$  м. Фундамент стрічковий з співвідношенням сторін підшви  $\eta \geq 10$ .

Будуємо епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, знятого в котловані до рівня підшви фундаменту,  $\sigma_{z\gamma,i}$  по глибині основи. Вертикальне напруження  $\sigma_{z\gamma,i}$  на межі шару, розташованого на глибині  $Z$  від підшви фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{z\gamma,i} = \alpha_k \sigma_{zg,0}, \quad (2.20)$$

де  $\alpha_k$  – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який приймається за [12] у залежності від коефіцієнтів  $\xi = 2Z_i/b_k$ ;  $\eta \geq 10$ ;

$l_k$  та  $b_k$  – відповідно довжина і ширина котловану:

$$b_k = 45,6 \text{ м.}$$

Оскільки ширина підшви фундаменту  $b = 3,2 \text{ м} < 5 \text{ м}$ , то нижню межу стисливої товщі знаходимо за формулою  $\sigma_{zp,i} < 0,2\sigma_{zg,i}$ .

Оскільки глибина котловану  $d = 3,85 \text{ м} < 5 \text{ м}$ , осідання фундаменту знаходимо за формулою [12]

$$s = \beta \sum \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i})h_i}{E_i}. \quad (2.21)$$

У результаті розрахунків, приведених у таблиці 3.3, осідання фундаменту  $S=4,21$  см. На рисунку 3.3 показані епюри напружень у ґрунті.

На глибині нижче  $z = 8,32$  м від підшви фундаменту осідання не буде проявлятися.

Допустиме значення осадки для багатопверхових безкаркасних будинків з несучими стінами з цегляної кладки без армування  $S_u = 12$  см.

Умова  $S = 4,21 \text{ см} < S_u = 12 \text{ см}$  виконується.

Отже, ширина підшви стрічкового фундаменту  $3,2$  м задовольняють усі потрібні граничні нерівності.

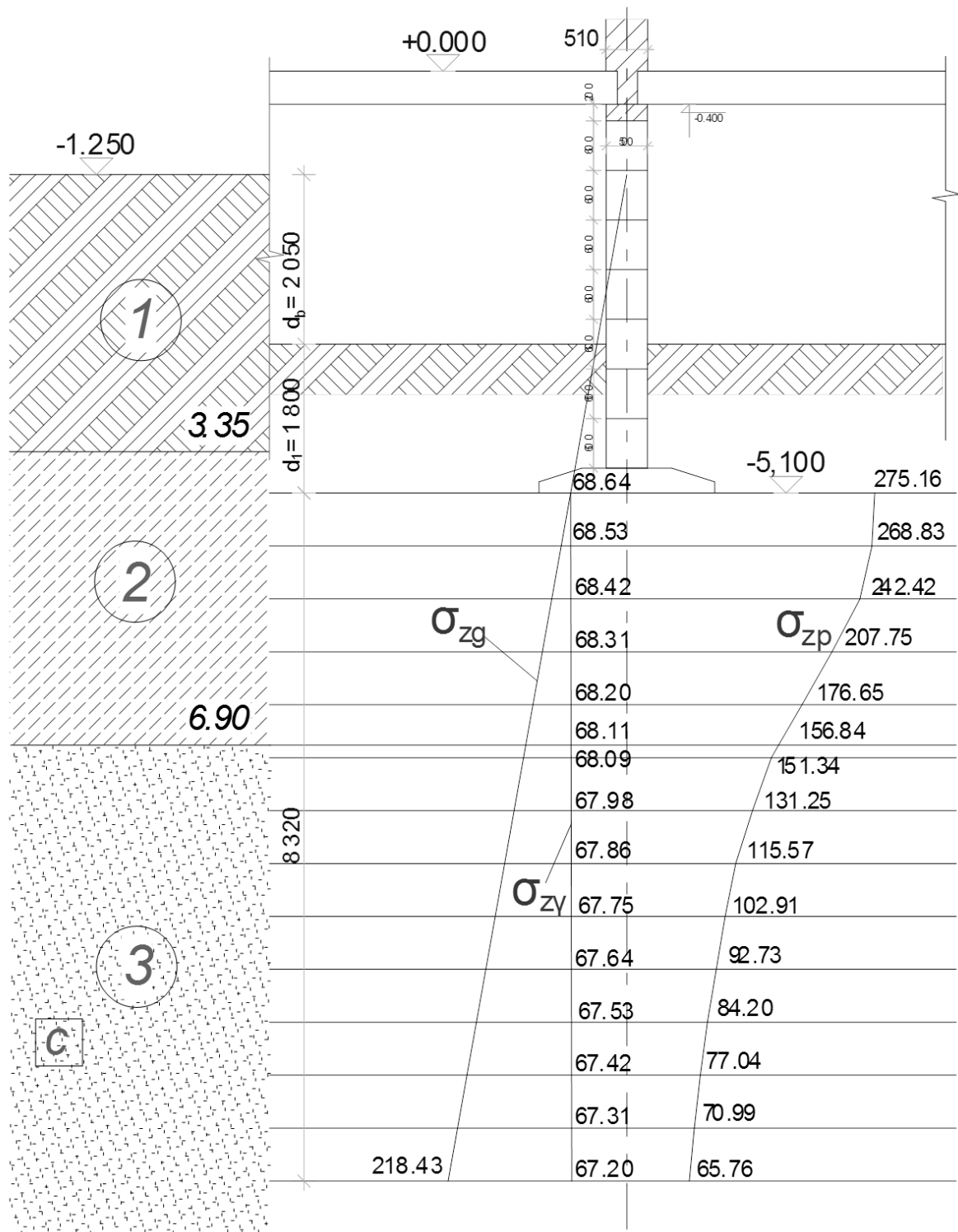


Рисунок 2.3 – Епюри тиску від власної ваги ґрунту і тиску під подошвою фундаменту

Таблиця 2.3 – Розрахунок осідання фундаменту

Z,м	$\xi=2Z/b$	$\alpha_i$	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$\frac{2z}{b_k}$	$\alpha_k$	$\sigma_{z\gamma,i}$ , кПа	$\sigma_{zg,i}$ , кПа	$\sigma_{zp,сep}$ , кПа	$\sigma_{z\gamma,i}^{сep}$ , кПа	E <sub>i</sub> , кПа	h <sub>i</sub> , м	S <sub>i</sub> , м
0	0	1	275.16	0	1	68.64	68.64					
0.64	0.4	0.977	268.83	0.028	0.99839	68.53	80.61	272.00	68.58	13000	0.64	0.010415
1.28	0.8	0.881	242.42	0.056	0.99677	68.42	92.58	255.62	68.47	13000	0.64	0.009582
1.92	1.2	0.755	207.75	0.084	0.99516	68.31	104.54	225.08	68.36	13000	0.64	0.008024
2.56	1.6	0.642	176.65	0.112	0.99354	68.20	116.51	192.20	68.25	13000	0.64	0.006346
3.05	1.91	0.57	156.84	0.134	0.99231	68.11	125.68	166.75	68.15	13000	0.49	0.003865
3.2	2	0.55	151.34	0.140	0.99193	68.09	128.32	154.09	68.10	35000	0.15	0.000295
3.84	2.4	0.477	131.25	0.168	0.99032	67.98	139.58	141.29	68.03	35000	0.64	0.001072
4.48	2.8	0.42	115.57	0.196	0.98870	67.86	150.84	123.41	67.92	35000	0.64	0.000812
5.12	3.2	0.374	102.91	0.225	0.98709	67.75	162.11	109.24	67.81	35000	0.64	0.000606
5.76	3.6	0.337	92.73	0.253	0.98547	67.64	173.37	97.82	67.70	35000	0.64	0.000441
6.4	4	0.306	84.20	0.281	0.98386	67.53	184.64	88.46	67.59	35000	0.64	0.000305
7.04	4.4	0.28	77.04	0.309	0.98225	67.42	195.90	80.62	67.48	35000	0.64	0.000192
7.68	4.8	0.258	70.99	0.337	0.98063	67.31	207.16	74.02	67.37	35000	0.64	9.73E-05
8.32	5.2	0.239	65.76	0.365	0.97902	67.20	218.43	68.38	67.26	35000	0.64	1.64E-05
8.96	5.6	0.223	61.36	0.393	0.97740	67.09	229.69	63.56	67.14	35000	0.64	-
											$\Sigma s_i$	0.042068

## Конструювання фундаменту мілкового закладання

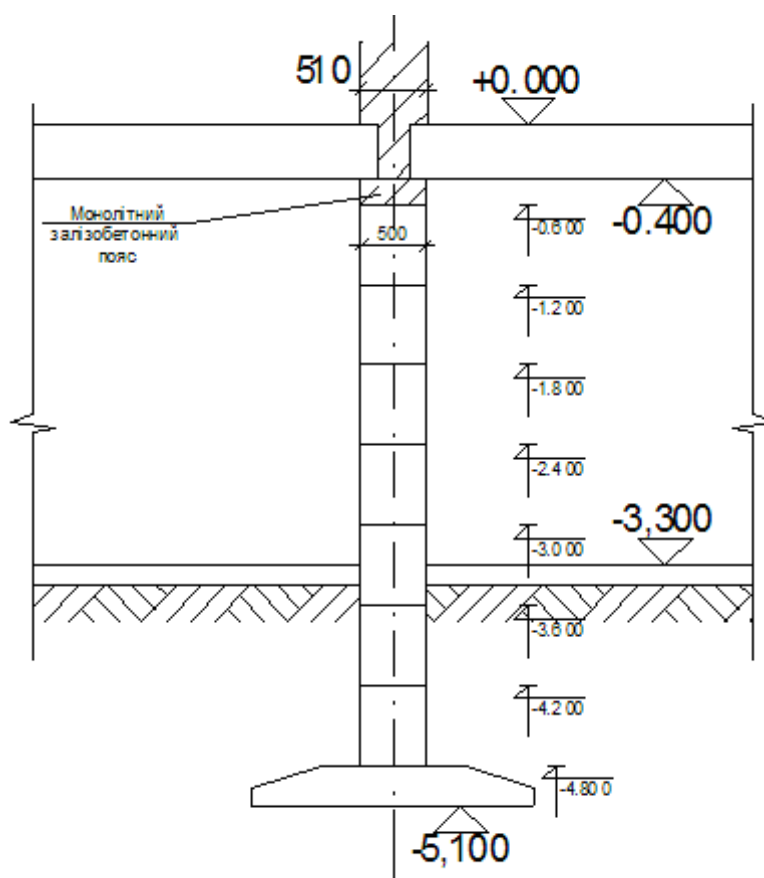


Рисунок 2.4 – Конструктивне рішення фундаменту мілкового закладання

### 2.2.5 Розрахунок фундаменту у варіанті з забивних призматичних паль

Приймаємо забивні призматичні палі С10-30 із спіранням на ПГЕ №3 – пісок середньої крупності. Положення паль у ґрунті показане на рисунку 2.5

Визначення потрібної кількості паль

Несучу здатність палі визначаємо за формулою [22]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (2.22)$$



де  $\gamma_c = 1$ ,  $\gamma_{cR} = 1$ ,  $\gamma_{cf} = 1$ , [22, табл. 2];

$R = 3978$  кПа, [22, табл. 1];

$A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09$  м<sup>2</sup>;

$u = 4 \cdot 0,3 = 1,2$  м.

Для визначення розрахункового опору ґрунту по боковій поверхні палі розділимо ґрунтову товщу на шари товщиною не більше 2 м (рис. 2.5)

Обчислення виконуємо в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Визначення несучої спроможності палі по боковій поверхні

№ шару	$H_{сер},$ м	$h_i,$ м	$\gamma_{cf,i}$	$f_i,$ кПа	$\gamma_{cf,i} f_i h_i,$ кН/м	$I_L$
1	4,8	1,5	1,0	16,8	25,2	0,6
2	6,225	1,35	1,0	18,11	24,45	0,6
3	7,9	2,0	1,0	61,8	123,6	Пісок середньої крупності
4	9,9	2,0	1,0	64,85	129,7	Пісок середньої крупності
5	11,65	1,5	1,0	67,31	100,97	Пісок середньої крупності
6	13,125	1,45	1,0	69,375	100,59	Пісок середньої крупності

$$\Sigma f_i h_i = 504,51$$

$$F_d = 1(1 \cdot 3978 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 504,51) = 963,43 (\text{кН}).$$

**Розрахункове навантаження, яке може бути передане на палю з умов несучої здатності ґрунту:**

$$N = F_d / \gamma_k = 963.43 / 1.4 = 688.17 \text{ (кН)}. \quad (2.23)$$

**Необхідна кількість паль у кущі:**

$$n = N_m / N = 723.48 \cdot 1.1 / 688.17 = 1.16 \text{ (шт.)} \quad (2.24)$$

**Так як у нас стрічковий фундамент, то перейдемо до відстані між палями:**

$$l = 1/n = 1/1.16 = 0.86 \text{ (м)}. \quad (2.25)$$

Осереднене значення показника текучості ґрунтів по боковій поверхні палі складає

$$I_{L, \text{сер.}} = \frac{\sum I_{Li} h_i}{\sum h_i} = \frac{2.85 \cdot 0.6 + 6.95 \cdot 0.2}{2.85 + 6.95} = 0.32 \quad (2.26)$$

Осереднене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі складає

$$\gamma_{L, \text{сер.}} = \frac{\sum \gamma_{Li} h_i}{\sum h_i} = \frac{6.95 \cdot 17.6 + 3.55 \cdot 18.7 + 3.35 \cdot 17.7}{6.95 + 3.55 + 3.35} = 17.91 \text{ (кН / м}^3\text{)}. \quad (2.27)$$

Решта вхідних даних за рисунком 3.5.

Потрібна кількість паль у кущі  $1,17 \cdot 1,1 = 1,29$  (шт.).

Розташовуємо палі з відстанню  $3d = 0,9$  м.

Розміщення паль у плані показане на рисунку 3.6. Розміри ростверку приймаємо 4800x800 мм з урахуванням зв'язів по 110 мм з кожної сторони.

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

$$\text{Вага палі } G_{\text{паль}} = 6 \cdot 0,3^2 \cdot 9,8 \cdot 25,0 \cdot 1,1 = 145,53 (\text{кН}).$$

Вага ростверку з ґрунтом на його уступах

$$G_p = 4,8 \cdot 0,8 \cdot 4,05 \cdot 22 \cdot 1,1 = 376,36 (\text{кН}).$$

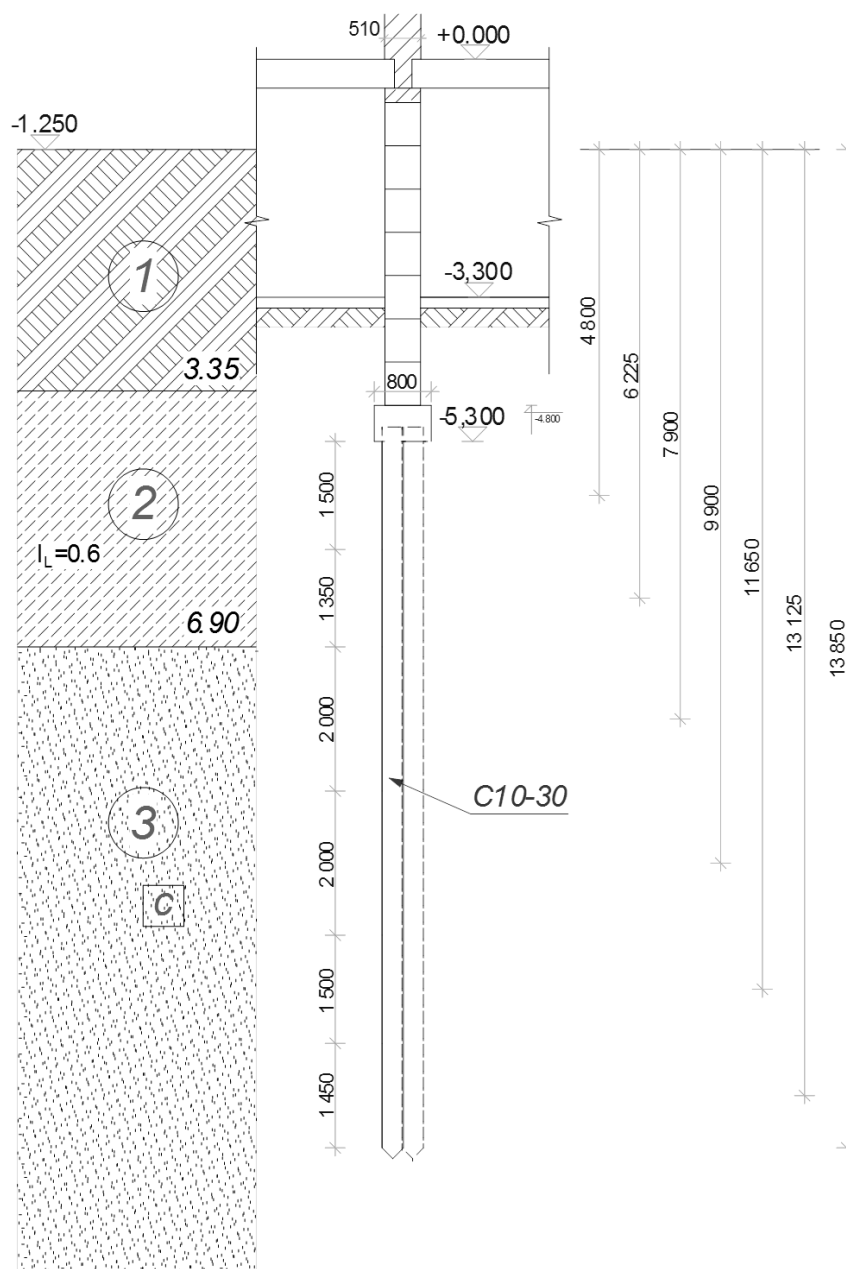


Рисунок 2.5 – Положення забивних висячих палі у ґрунті

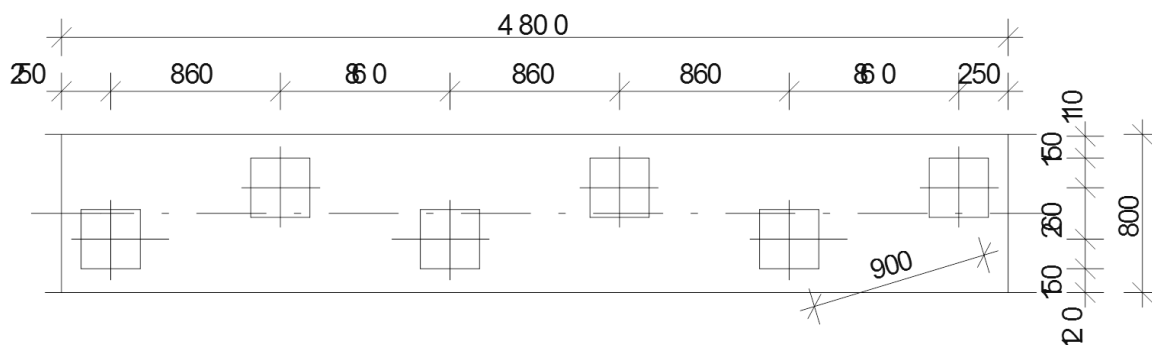


Рисунок 2.6 – Розміщення паль в плані у ростверку

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю

$$N = \frac{N^d + G_p + G_{паль}}{n} = \frac{723.48 \cdot 4.8 + 376.36 + 145.53}{6} = 665,77 (\text{кН}) <$$

$$963.43 / 1,4 = 688.17 (\text{кН}).$$

Отже, несуча здатність паль при обраному їх розташуванні забезпечена.

Зупиняємось на варіанті з відстанню між палями (С10-30)  $l = 0.86 \text{ м}$ .

Розрахунок осідання пального фундаменту

Розрахунок осідання виконуємо на дію розрахункового експлуатаційного навантаження. Згідно з п. 1.3  $N_e = 765,6 \text{ кН}$ .

Розрахунок осідання виконуємо як для умовного фундаменту мілкого закладання, розміри якого показані на рисунку 3.7.

Визначимо розміри умовного фундаменту

$$\varphi_{mt} = \frac{21 \cdot 2.85 + 37 \cdot 6.95}{2.85 + 6.95} = 32.35^\circ;$$

$$b_{ум.} = 0,56 + 9.8 \cdot 2 \cdot \text{tg}(32,35/4)^0 = 3.35 (\text{м});$$

$$l_{ум.} = 4.6 + 9.8 \cdot 2 \cdot \text{tg}(32,35/4)^0 = 7,39 (\text{м}).$$

Об'єм умовного фундаменту

$$V_{ум.} = l_{ум.} \cdot b_{ум.} \cdot d_{ум.} = 7,39 \cdot 3,35 \cdot 13,85 = 342,9 (\text{м}^3). \quad (2.28)$$

Об'єм ростверку і паль в об'ємі умовного фундаменту

$$V_p + V_{гр.} = 0,8 \cdot 4,8 \cdot 4,05 = 15,55 (\text{м}^3); \quad (2.29)$$

$$V_{\text{паль}} = 0,3^2 \cdot 9,8 \cdot 6 = 5,29 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Об'єм ґрунту в об'ємі умовного фундаменту

$$V_{\text{ґр.}} = 342,9 - 15,55 - 5,29 = 322,06 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Вага ростверку і паль

$$G_p + G_{\text{ґр.}} = 15,55 \cdot 22 = 342,1 \text{ (кН)}; \quad (2.27)$$

$$G_{\text{паль}} = 5,29 \cdot 25 = 132,25 \text{ (кН)}.$$

Осереднене значення питомої ваги ґрунту в об'ємі умовного фундаменту

$$\gamma_{\text{м}} = \frac{6,95 \cdot 17,6 + 3,55 \cdot 18,7 + 3,35 \cdot 17,7}{6,95 + 3,55 + 3,35} = 17,91 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

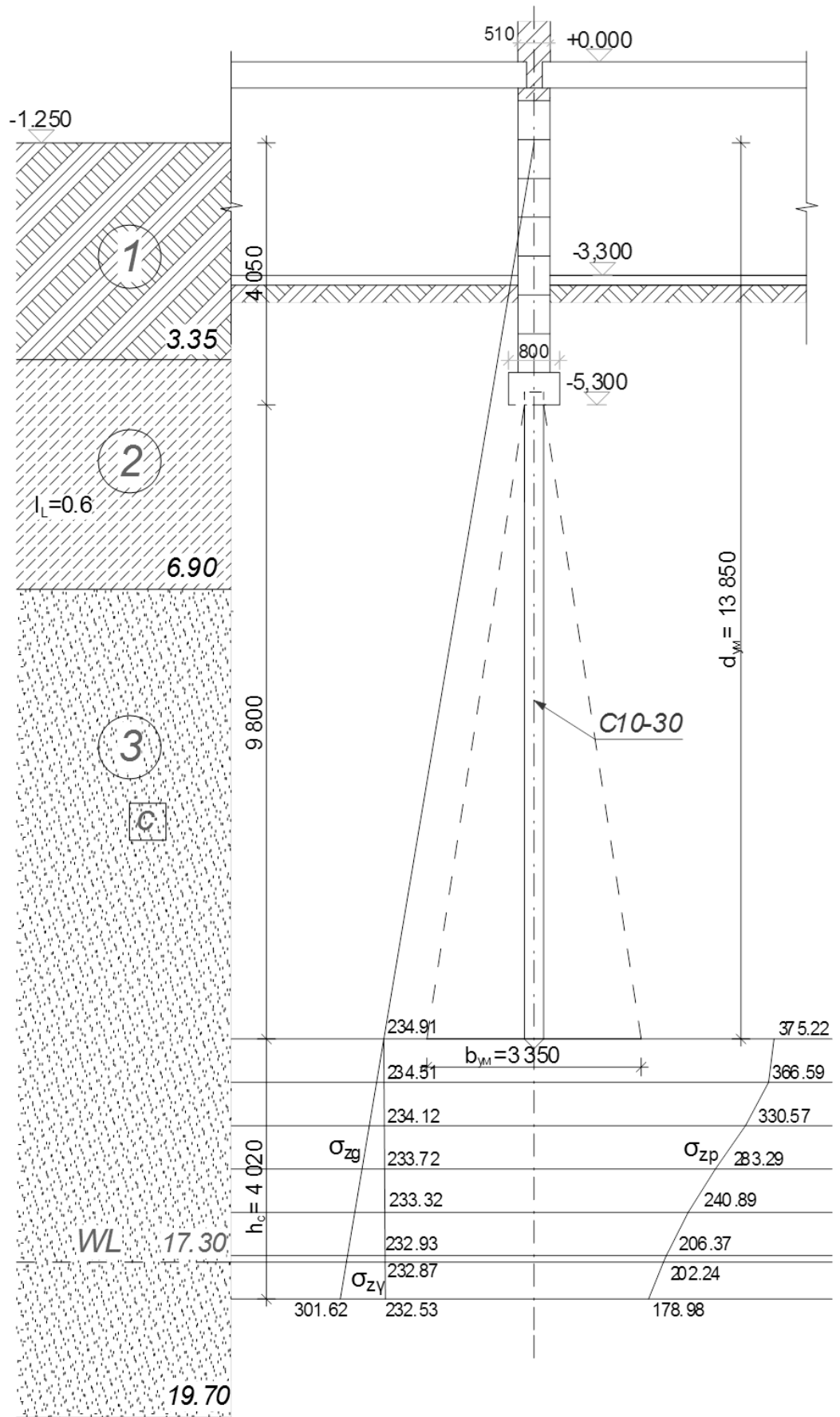


Рисунок 2.7 – Розрахункова схема для визначення осідання пального фундаменту

Вага ґрунту в об'ємі умовного фундаменту

$$G_{\text{гр.}} = 322,06 \cdot 17,91 = 5768,1 \text{ (кН)}.$$

Тиск по підосві умовного фундаменту

$$p = \frac{N + G_{p+zp} + G_{zp.} + G_{паль}}{A_{\text{ум.}}} = \frac{634,12 \cdot 4,8 + 345,1 + 5768,1 + 132,25}{7,39 \cdot 3,35} = 375,22 \text{ (кПа)} \quad (2.30)$$

Розрахунковий опір ґрунту основи умовного фундаменту

$$R = \frac{1.4 \cdot 1.4}{1.1} (1,95 \cdot 1.0 \cdot 3.35 \cdot 17,6 + 8,81 \cdot 11.8 \cdot 17,91 + (8,81 - 1) \cdot 2 \cdot 17,91 + 10,37 \cdot 11) = 4224,1 \text{ (кПа)}.$$

$$p = 375,22 \text{ кПа} < R = 4224,1 \text{ кПа}.$$

Тиск від власної ваги ґрунту від рівня природного рельєфу в рівні нижніх кінців паль

$$\sigma_{zg0} = 17,7 \cdot 3,35 + 18,7 \cdot 2,85 + 17,6 \cdot 6,95 = 234,91 \text{ (кПа)}.$$

Осідання умовного фундаменту знаходимо методом пошарового підсумовування.

Розбиваємо ґрунтову товщу на шари  $0,2b_{\text{ум}} = 0,67 \text{ м}$ . Фундамент стрічковий з співвідношенням сторін підосви  $\eta \geq 10$ .

Будуємо епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, знятого в котловані до рівня підосви фундаменту,  $\sigma_{z\gamma,i}$  по глибині основи. Вертикальне напруження  $\sigma_{z\gamma,i}$  на межі шару, розташованого на глибині  $Z$  від підосви фундаменту в залежності від коефіцієнтів  $\xi = 2Z_i/b_k$ ;  $\eta \geq 10$ .

Оскільки ширина підосви фундаменту  $b_{\text{ум}} = 3,35 \text{ м} < 5 \text{ м}$ , то нижню межу стисливої товщі знаходимо за формулою  $\sigma_{zp,i} < 0,2\sigma_{zg,i}$ .

Оскільки глибина котловану  $d_{\text{ум}} = 13,85 \text{ м} > 5 \text{ м}$ , осідання фундаменту знаходимо за формулою [12]

$$s = \beta \sum \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i})h_i}{E_i} + \beta \sum \frac{\sigma_{z\gamma,i}h_i}{E_{e,i}}. \quad (2.31)$$

У результаті розрахунків, приведених у таблиці 3.2, осідання фундаменту  $S=0,89 \text{ см}$ . На рисунку 3.3 показані епюри напружень у ґрунті.

На глибині нижче  $z = 8,32$  м від підшви фундаменту осідання не буде проявлятися.

Осідання умовного фундаменту  $S = 0,89$  см  $< s_u = 12$  см.



Таблица 2.5 – Розрахунок осідання пального фундаменту

Z,м	$\xi=2Z/b$	$\alpha_i$	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$\frac{2z}{b_k}$	$\alpha_k$	$\sigma_{z\gamma,i}$ , кПа	$\sigma_{zg,i}$ , кПа	$\sigma_{zp,ср}$ , кПа	$\sigma_{z\gamma,i}^{ср}$ , кПа	E <sub>i</sub> , кПа	h <sub>i</sub> , м	S <sub>i</sub> , м
0	0	1	375.22	0.0000	1.0000	234.91	234.91					
0.67	0.4	0.977	366.59	0.0294	0.9983	234.51	246.70	370.90	234.71	35000	0.67	0.002805
1.34	0.8	0.881	330.57	0.0588	0.9966	234.12	258.49	348.58	234.31	35000	0.67	0.002468
2.01	1.2	0.755	283.29	0.0882	0.9949	233.72	270.29	306.93	233.92	35000	0.67	0.001835
2.68	1.6	0.642	240.89	0.1175	0.9932	233.32	282.08	262.09	233.52	35000	0.67	0.001153
3.35	2	0.55	206.37	0.1469	0.9916	232.93	293.87	223.63	233.12	35000	0.67	0.000569
3.45	2.060	0.539	202.24	0.1513	0.9913	232.87	295.63	204.31	232.90	35000	0.1	4.11E-05
4.02	2.4	0.477	178.98	0.1763	0.9899	232.53	301.62	190.61	232.70	35000	0.57	5.8E-05
4.69	2.8	0.42	157.59	0.2057	0.9882	232.13	308.65	168.29	232.33	35000	0.67	-
											$\Sigma s_i$	0.008927

### Конструювання пальового фундаменту з забивних паль

Товщину плитної частини ростверку приймаємо 500 мм. Конструкція пальового фундаменту показана на рисунку 2.8.

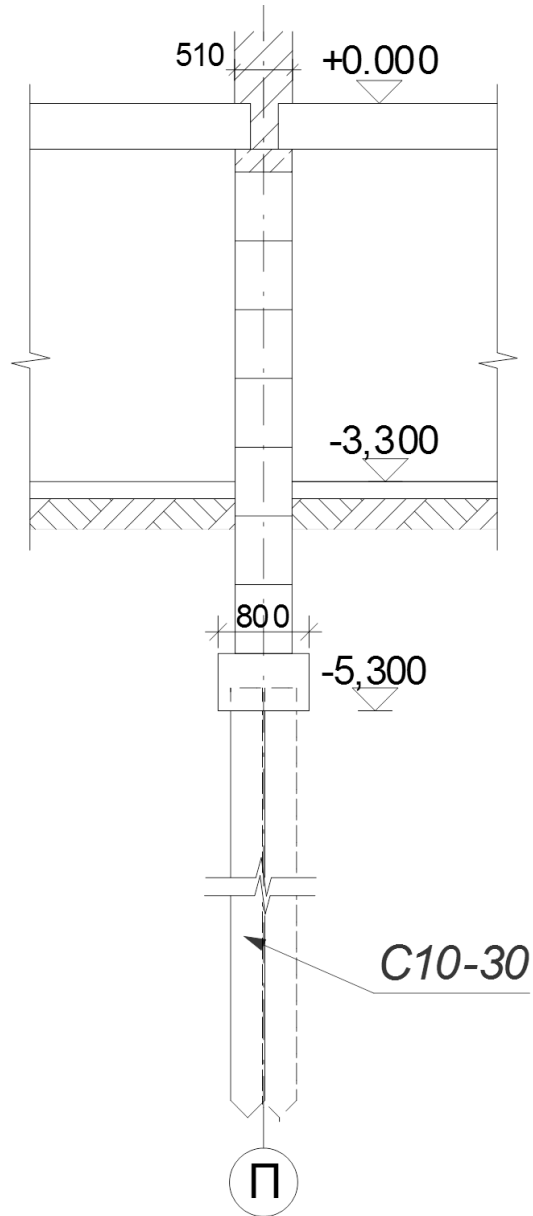


Рисунок 2.8 – Конструкція фундаменту в варіанті з забивних паль

### 2.2.6 Розрахунок фундаменту у варіанті з бурових паль

Приймаємо бурові палі діаметром 0,8 м довжиною 6,85 м з спиранням на ІГЕ №3 – пісок середньої крупності. Положення паль у ґрунті показано на рисунку 3.9. Приймаємо палі марки БСИ.

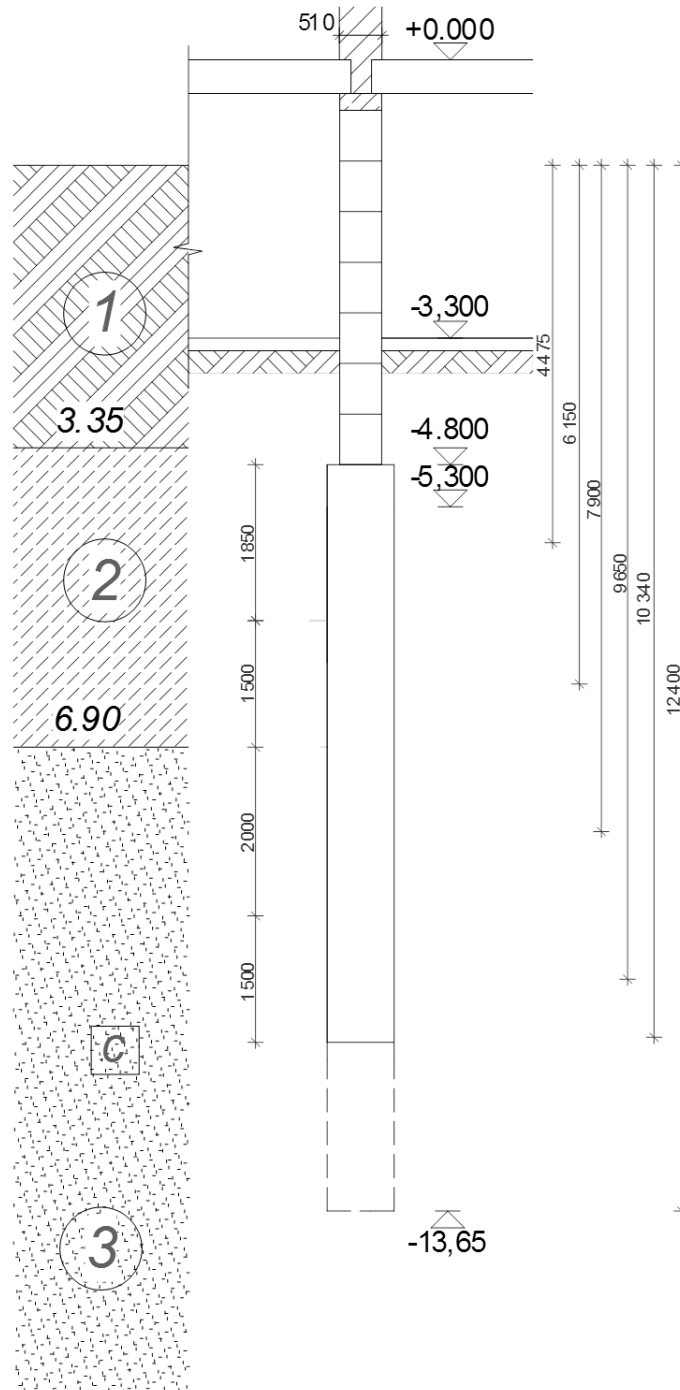


Рисунок 2.9 – Розміщення бурової палі у ґрунті

Визначення потрібної кількості палей

Несучу здатність палі визначаємо за формулою [22].

Необхідні для розрахунку параметри:

$$\gamma_c = 1, \quad \gamma_{cR} = 1, \quad \gamma_{cf} = 0,7 \text{ [22, табл. 5];}$$

$$A = \pi \cdot 0,8^2 / 4 = 0,5024 \text{ (м}^2\text{);} \quad (2.32)$$

$$u = \pi \cdot 0,8 = 2,512 \text{ (м);} \quad (2.33)$$

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем бурової палі знаходимо за таблицею 7 [22]  $R = 980$  кПа;

$H = 10,4$  м – глибина закладання нижнього кінця палі.

Для визначення розрахункового опору ґрунту по боковій поверхні палі розділимо ґрунтову товщу на шари товщиною не більше 2 м (рисунок 2.8).

Обчислення виконуємо в таблиці 2.6.

Таблиця 2.6 – Визначення несучої здатності бурової палі по боковій поверхні

№ шару	$H_{сер}, \text{ м}$	$h_i, \text{ м}$	$f_i, \text{ кПа}$	$\gamma_{cfi}$	$\gamma_{cfi} f_i h_i, \text{ кН/м}$	$I_L$
<b>1</b>	<b>4,475</b>	<b>1,85</b>	<b>14,5</b>	<b>0,7</b>	<b>18,78</b>	<b>0,6</b>
<b>2</b>	<b>6,15</b>	<b>1,5</b>	<b>18,1</b>	0,7	<b>19</b>	0,6
<b>3</b>	<b>7,9</b>	2,0	<b>61,8</b>	0,7	<b>86,52</b>	Пісок середньої крупності
<b>4</b>	<b>9,65</b>	1,5	<b>64,5</b>	0,7	67,7	Пісок середньої крупності

$$\Sigma \gamma_{cfi} f_i h_i = 192$$

$$F_d = 1(1 \cdot 980 \cdot 0,5024 + 2,512 \cdot 192) = 974.66 \text{ (кН)}.$$

**Розрахункове навантаження, яке може бути передане на палю з умов несучої спроможності ґрунту:**

$$N = F_d / \gamma_k = 974.66 / 1.4 = 696.2 \text{ (кН)}.$$

**Необхідна кількість паль у куці:**

$$n = N_m / N = 723.48 \cdot 1.2 / 696.2 = 1.25 \text{ (шт.)}$$

$$l = 1/n = 1/1.25 = 0.8 \text{ (шт.)}$$

**Даної відстані між палі недостатньо для сприйняття навантаження від стіни.**

Приймаємо довжину палі 12,4 м. Осереднене значення показника текучості ґрунтів по боковій поверхні палі складає

$$I_{L,сеп.} = \frac{\sum I_{Li} \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{3.35 \cdot 1.0 + 3.55 \cdot 0.6 + 5.5 \cdot 0.2}{12.4} = 0.53.$$

Розрахункове значення кута внутрішнього тертя піску середньої крупності для розрахунків за I групою граничних станів [3]

$$\varphi_I = \varphi_{II} / 1.1 = 37 / 1.1 = 33.6^\circ.$$

Осереднене значення питомої ваги ґрунтів вище нижнього кінця палі

$$\gamma_I = \frac{17.7 \cdot 3.35 + 18.7 \cdot 3.55 + 17.6 \cdot 5.5}{12.4} = 17.94 \text{ (кН/м}^3\text{)}.$$

Питома вага піску пилуватого під п'ятою палі  $\gamma_I' = 17.6 \text{ кН/м}^3$ .

Решта вхідних даних за рисунком 3.9 та рекомендаціями [22].

Потрібна кількість паль під колону 0,52 шт ( $l = 1.9 \text{ м}$ ).

Несуча здатність палі  $F_d = 1938,3 \text{ кН}$ .

Виконаємо перевірку навантаження на палю з урахуванням фактичної ваги палі.

$$\text{Вага палі } G_{\text{палі}} = 0,25 \pi 0,8^2 \cdot 12,4 \cdot 25,0 \cdot 1,1 = 171,3 \text{ (кН)}.$$

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю

$$N = 723,48 + 171,3 = 894,78 \text{ (кН)} < F_d / \gamma_k = 1938,3 / 1,4 = 1384,5 \text{ (кН)}.$$

Отже, несуча здатність палей при обраній їх довжині забезпечена.

*Конструювання пального фундаменту з бурових палей*

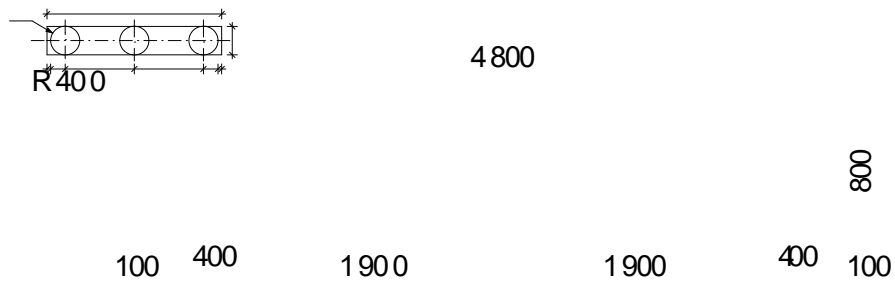


Рисунок 2.10 – Конструювання ростверку під бурові палі

## 2.3 Організація будівельного виробництва

### 2.3.1 Характеристика будівельного майданчику

Будівельний майданчик характеризується наявністю спокійного рельєфу, з ухилом в південно-східному напрямку. Орієнтація будинку прийнята оптимально, повернутий на південний схід, що забезпечує нормативну тривалість ізоляції приміщень і території. Основний в'їзд на територію передбачається зі сторони проїжджої частини дороги, а прохід для людей зі всіх сторін споруди.

Енергопостачання та водозабезпечення будівельного майданчика в процесі будівництва здійснюється від існуючих міських мереж, які проходять поблизу будівельного майданчику. Основними споживачами електроенергії на будівельному майданчику є будівельні машини, механізми і установки, а також освітлення інвентарних будівель і майданчика. Джерелом водопостачання служить існуюча мережа водопроводу із сталевих труб Ø50 мм. Існуючий напір в точці підключення становить 18 м водяного стовпа. Основними споживачами води на будівельному майданчику є також будівельні машини, механізми і установки, технологічні процеси, господарчо-побутові потреби та витрати води для зовнішнього пожежогасіння.

Тимчасові автомобільні шляхи проектуємо на будівельному майданчику виходячи з умов вантажообігу і інтенсивності руху транспорту.

### 2.3.2 Розрахунок і проектування календарного графіка виконання робіт по об'єкту

Відомість обсягів основних будівельних конструкцій, виробів і устаткування, які необхідні для виконання будівельних, монтажних і

спеціальних робіт для виконання будівництва будинку в м. Вінниця наведені у спеціальних таблицях

Таблиця 2.7 – Специфікація будівельних матеріалів і конструкцій

Найменування конструкцій	Од. виміру	Маса, т	Кількість, шт.
Фундамент стрічковий	шт		648
Цегляна кладка	м <sup>3</sup>		3822
Плити перекриття	шт		640
Плити покриття	шт		64
Сходові марші та площадки	шт		70
Перемички	шт		412

Необхідність будівництва в основних будівельних машинах, механізмах і автотранспорті (див. табл. 5.2) визначаємо виходячи з фізичних об'ємів робіт, які належить виконати, і директивних норм виробітку машин з врахуванням місцевих умов будівництва. Для визначення об'ємів робіт і вибору вантажопідійомних машин складаємо специфікацію збірних конструкцій і елементів будівлі (див. табл. 5.2).

Таблиця 2.8 – Основні будівельні машини і механізми

№ п/п	Найменування робіт	Найменування основних будівельних машин і механізмів	Тип, марка	Кількість
1	Земляні роботи	Бульдозер	ДЗ-19	1
		Екскаватор з зворотною лопатою	ЭО-3323	1
		Автосамоскид	МАЗ-503Б	4
		Пневмоколісний каток	ДУ-39	1
		Електротрамбівка	ИЭ-4505	1
2	Надземні будівельні роботи	Автобетоновоз	АБ-32	1
		Бетонозмішувач	СБ-69	4
		Автосамоскид	МАЗ-503Б	4
		Баштовий кран	КБ-301	1
		Зварювальний апарат	АС-500	4



		Компресор пересувний	ПКС-5	1
Продовження таблиці 2.8				
		Автомобілі бортові	ЗИЛ 130	1
3	Благоустрій території	Автогрейдер	ДЗ-31	1
		Пневмоколісний каток	ДУ-39	1
		Автобітумовоз	ЗИЛ 130	1

### 2.3.3 Розрахунок параметрів календарного графіка

Побудову календарного графіка виконання робіт для будівництва житлового будинку в м. Вінниця виконуємо на основі переліку будівельно – монтажних робіт у відповідності з номенклатурою, що прийнята для даного типу об'єкта (див. додаток А); за розрахунковими даними тривалості виконання робіт; кількістю виконавців і змінністю [39].

Складаємо відомість об'ємів основних будівельних робіт (див. табл. 2.9), для чого необхідно скласти перелік робіт у відповідності з номенклатурою, що прийнята для даного типу об'єкта. Встановлені об'єми робіт в подальшому використовуємо для розрахунку картки визначника.

Таблиця 2.9 – Відомість об'ємів основних будівельних робіт

Найменування	Одиниці вимірюв	Нормат джерело	Обґрунтування	Кіл-ть
Планування будівельного майданчику	1000м <sup>2</sup>	Е1-25-10	по проекту	6,31
Влаштування тимчасових доріг	100м <sup>2</sup>	ШД2-19-1	L <sub>дор</sub>	11,77
Влаштування тимчасового водопроводу	1000м	Е22-1-1	L	0,365

Влаштування тимчасових будівель і огороження	100 м <sup>2</sup>	E10-44-1	L·H	15,85
Влаштування тимчасового електрозабезпеч.	100м	E33-103-1	L	6,08
Земляні роботи				
Планування площ бульдозерами	1000м <sup>2</sup>	E1-30-2	L·H	1,9
Розроблення ґрунту бульдозерами	1000м <sup>3</sup>	E1-24-6	$k_{з.р} \cdot V_{к}^1$ ,	0,39
Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата"	1000м <sup>3</sup>	E1-12-8	$k_{з.р} \cdot V_{к}^2$	4,13
Розробка ґрунту вручну	100м <sup>3</sup>	E1-163-8	по проекту	2,89
Засипка траншей і котлованів бульдозерами	1000м <sup>3</sup>	E1-27-5	$V_{з.з.} \cdot V_{к}^{зас} - V_{підч.}^{бод}$	2,1
Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками	100м <sup>3</sup>	E8-3-2	$V_{з.з.} \cdot V_{к}^{зас} - V_{підч.}^{бод}$	21
Перевезення ґрунту до 5 км	т	C311-5	по проекту	2100
Фундаменти				
Укладання блоків і плит стрічкових фундаментів	100шт	E7-1-3	по проекту	1,08

Установлення блоків стін підвалів	100шт	E7-42-4	по проекту	5,4
Улаштування гідроізоляції	100м <sup>2</sup>	E11-4-5	по проекту	3,58
Продовження таблиці 2.9				
Додавати на кожний наступний шар гідроізоляції	100м <sup>2</sup>	E11-4-6	по проекту	3,58
Стіни				
Мурування зовнішніх простих стін з цегли	м <sup>3</sup>	E8-6-1	по проекту	3882
Мурування внутрішніх стін з цегли	м <sup>3</sup>	E8-6-7	по проекту	1584
Установлення перегородок із гіпсових плит	100м <sup>2</sup>	E8-24-1	по проекту	143,63
Укладання перемичок	100шт	E7-44-10	по проекту	4,12
Сходи				
Установлення сходових маршів	100шт	E7-47-4	по проекту	0,38
Установлення сходових	100шт	E7-47-2	по проекту	0,38
Обгородження сходових площадок	100м	E10-81-1	по проекту	2,4
Перекриття, покриття				
Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони	100шт	E7-45-5	по проекту	6,4
Укладання панелей покриття	100шт	E7-45-10	по проекту	0,64
Вікна, двері				

Установлення віконних блоків	100м <sup>2</sup>	E10-18-2	по проекту	5,82
Установлення дверних блоків	100м <sup>2</sup>	E10-26-1	по проекту	7,9
Підлоги				
Продовження таблиці 2.9				
Улаштування стяжок цементних	100м <sup>2</sup>	E11-11-1	по проекту	46,26
Улаштування покриття з лінолеуму полівінілхлоридного на тканинній підоснові	100м <sup>2</sup>	E11-36-1	по проекту	28,77
Улаштування покриття з мармурових плит	100м <sup>2</sup>	E11-31-1	по проекту	17,49
Покрівля				
Улаштування пароізоляції обклеювальної в один шар	100м <sup>2</sup>	E12-20-1	по проекту	5,14
Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати або перліту на бітумній мастиці	100м <sup>2</sup>	E12-18-3	по проекту	5,14
Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних	100м <sup>2</sup>	E12-22-1	по проекту	5,14
Улаштування покрівель плоских чотиришарових	100м <sup>2</sup>	E12-2-2	по проекту	5,14
Оздоблювальні роботи				

Теплоізоляція стін із пінобетонних плит із заповненням пустот базальтовим волокном ROCKWOOL	100м <sup>2</sup>	E8-43-7	по проекту	157,47
Продовження таблиці 2.9				
Високоякісне штукатурення декоративним розчином	100м <sup>2</sup>	E15-55-1	по проекту	157,47
Просте фарбування стін полівінілацетатними водоемульсійними сумішами	100м <sup>2</sup>	E15-180-1	по проекту	157,47
Просте штукатурення вапняним розчином по стелі	100м <sup>2</sup>	E15-60-2	по проекту	46,26
Просте штукатурення вапняним розчином по стіні	100м <sup>2</sup>	E15-60-1	по проекту	95,91
Шпаклювання стель мінеральною шпаклівкою "Cerezit"	100м <sup>2</sup>	E15-183-2	по проекту	46,26
Шпаклювання стін мінеральною шпаклівкою "Cerezit"	100м <sup>2</sup>	E15-183-1	по проекту	95,91
Фарбування водними розчинами всередині приміщень,	100м <sup>2</sup>	E15-151-5	по проекту	46,26

казеїнове поліпшене				
Обклеювання стін лінкрусом	100м <sup>2</sup>	E15-251-3	по проекту	45,17
Футерування плиткою кислототривкою [керамічною]	100м <sup>2</sup>	E13-1-1	по проекту	156
Відмостка				
Влаштування відмостки	100 м <sup>2</sup>		по проекту	8,32
Внутрішні спецроботи				
Отоплення і вентиляція	люд-дн		$0,15 \cdot 24028,5 = 3608$ люд-зм	3608
Водопровід і каналізація	люд-дн		$0,14 \cdot 24028,5 = 3360$ люд-зм	3360
Електропостачання	люд-дн		$0,1 \cdot 24028,5 = 2398,5$ люд-зм	2398,5

Продовження таблиці 5.4

Газопостачання	люд-дн		$0,04 \cdot 24028,5 = 959,5$ люд-зм	959,5
Слабострумні мережі і пристрої	люд-дн		$0,04 \cdot 24028,5 = 944$ люд-зм	944
Інші невраховані роботи	люд-дн		$0,07 \cdot 24028,5 = 1683$ люд-зм	1683
Благоустрій території	люд-дн		$0,05 \cdot 24028,5 = 1200$ люд-зм	1200
Здача об'єкту в експлуатацію	люд-дн		$0,01 \cdot 24028,5 = 240$ люд-зм	240

Для визначення параметрів календарного графіка виконаємо розрахунки в табличній формі «Графік виконання робіт по об'єкту» (див. табл. 2.10), розрахунок працевитрат виконаний в програмному комплексі АВК-5, та знаходиться у додатку А.

Таблиця 2.10 – Графік виконання робіт по об'єкту

Найменування робіт	Обсяги робіт		Нормативне джерело	Норма витрат праці на одиницю виміру		Затрати праці (трудомісткість)				Тривалість робіт, дн.	Кількість змін	Склад бригади
	Одиниця виміру	Кількість		машинно-годин	людино-годин	Маш.-зм.		Люд.-зм.				
						норматив	прийнято	норматив	прийнято			
<b>Підготовчі роботи</b>												
Планування будівельного майданчику	1000м <sup>2</sup>	6,31	Е1-25-10	87	-	10,87	10	-	-	0,5	1	20
Влаштування тимчасових доріг	100м <sup>2</sup>	11,77	ШД2-19-1	5	-	0,62	1	-	-	0,5	1	2
Влаштування тимчасового водопроводу	1000м	0,365	Е22-1-1	3	158	0,375	0,5	19,75	20	1	1	20
Влаштування тимчасових будівель і огороження	100 м <sup>2</sup>	15,85	Е10-44-1	276	4257	34,5	34,5	532,12	530	26,5	1	20
Влаштування тимчасового електрозабезпеч.	100м	6,08	Е22-31-1	45	74	5,62	5,5	9,25	10	0,5	1	20
<b>Земляні роботи</b>												
Планування площ бульдозерами	1000м <sup>2</sup>	1,9	Е1-30-2	1	-	0,125	1	-	-	0,5	2	1
Розроблення ґрунту бульдозерами	1000м <sup>3</sup>	0,39	Е1-24-6	-	6	-	-	0,75	1	0,5	2	1
Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами	1000м <sup>3</sup>	4,13	Е1-12-8	205	62	25,62	20	7,75	8	0,5	2	20
Розробка ґрунту вручну	100м <sup>3</sup>	2,89	Е1-163-8	1454	-	181,75	180	-	-	9	1	20
Засипка траншей і котлованів бульдозерами	1000м <sup>3</sup>	2,1	Е1-27-5	29	-	3,62	8	-	-	0,5	2	8
Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками	100м <sup>3</sup>	21	Е1-134-1	116	386	14,5	14,5	48,25	45	1,5	2	15

## Продовження таблиці 2.10

Перевезення ґрунту	т	2100	С311-5-2	-	208	26	26	-	-	0,5	2	26
Фундаменти												
Укладання блоків і плит стрічкових фундаментів	100шт	1,08	Е7-1-3	149	189	18,62	18,5	23,62	23	0,5	2	23
Установлення блоків стін підвалів	100шт	5,4	Е7-42-4	1072	814	134	138	101,75	101,5	3	2	23
Улаштування гідроізоляції обмазувальної бітумною мастикою	100м2	3,58	Е11-4-5	13	137	1,62	1,5	17,12	20	0,5	2	20
Додавати на кожний наступний шар гідроізоляції	100м2	3,58	Е11-4-6	7	46	0,87	1	5,75	6	0,5	2	6
Стіни												
Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної	м3	3882	Е8-6-1	5062	27834	632,7	633	3479	3500	35	2	50
Мурування внутрішніх стін з цегли керамічної	м3	1584	Е8-6-7	2088	10961	261	261	1370	1350	13,5	2	50
Установлення перегородок із гіпсових плит	100м2	143,63	Е8-24-1	1445	19109	181,87	182	2388	2400	24	2	50
Улаштування перемичок	100шт	412	Е7-44-10	84	88	10,5	10,5	11	9	4,5	2	1
Сходи												
Установлення сходових маршів	100шт	0,38	Е7-47-4	48	121	6	6	15,12	18	4,5	2	2
Установлення сходових площадок	100шт	0,38	Е7-47-2	51	131	6,37	6,5	16,37	18	4,5	2	2
Обгородження сходових площадок поручнями	100м	2,4	Е10-81-1	10	100	1,25	1,5	12,5	12	0,5	2	12
Перекриття, покриття												
Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві	100шт	6,4	Е7-45-5	383	1531	47,87	48	191,37	192	4	2	24
Укладання панелей покриття типу "ТТ"	100шт	0,64	Е7-45-10	151	419	18,87	19	52,37	50	1	2	25
Вікна, двері												
Установлення віконних блоків	100м2	5,82	Е10-18-2	124	1085	15,5	15,5	135,62	138	3	1	46
Установлення дверних блоків	100м2	7,9	Е10-26-1	282	1122	35,25	35	140	140	3,5	1	40
Підлоги												



## Продовження таблиці 2.10

Улаштування стяжок цементних	100м2	46,26	E11-11-1	269	2602	33,62	33,5	325	325	6,5	1	50
Улаштування покриття з лінолеуму полівінілхлоридного на тканинній підоснові	100м2	28,77	E11-36-1	17	1737	2,12	2	217,12	225	4,5	1	50
Улаштування покриття з мармурових плит	100м2	17,49	E11-31-1	124	4421	15,5	15,5	552,62	550	11	1	50
Покрівля												
Улаштування пароізоляції	100м2	5,14	E12-20-1	2	126	0,125	0,5	15,75	17,5	0,5	1	35
Утеплення покриттів плитами з мінеральної вати або перліту на бітумній мастиці в один шар	100м2	5,14	E12-18-3	10	327	1,25	1,5	40,87	40	1	1	40
Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних	100м2	5,14	E12-22-1	33	197	4,12	4,5	24,62	25	0,5	1	50
Улаштування покрівель плоских чотиришарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній мастиці із захисним шаром гравію або дрібного щебеню на бітумній антисептованій мастиці	100м2	5,14	E12-2-2	19	214	2,37	2,5	26,75	26	1	1	26
Оздоблювальні роботи												
Теплоізоляція стін із пінобетонних плит із заповненням пустот базальтовим волокном ROCKWOOL	100м2	157,47	E8-43-7	498	35617	62,25	62,5	4452	4450	89	1	50
Високоякісне штукатурення декоративним розчином	100м2	157,47	E15-55-1	500	37155	62,5	62,5	4644,37	4650	93	1	50
Просте фарбування стін полівінілацетатними водоемульсійними сумішами	100м2	157,47	E15-180-	68	3568	8,5	8,5	446	450	9	1	50
Просте штукатурення вапняним розчином по стелі	100м2	46,26	E15-60-2	345	4526	43,12	43	565,75	550	11	1	50

## Продовження таблиці 2.10

Просте штукатурення вапняним розчином по стіні	100м <sup>2</sup>	95,91	E15-60-1	715	8957	89,37	89	1119,67	1125	22,5	1	50
Шпаклювання стель мінеральною шпаклівкою "Cerezit"	100м <sup>2</sup>	46,26	E15-183-2	6	4788	0,75	1	598,5	600	12	1	50
Шпаклювання стін мінеральною шпаклівкою "Cerezit"	100м <sup>2</sup>	95,91	E15-183-1	13	7663	1,62	2	957,87	950	19	1	50
Фарбування водними розчинами всередині приміщень, казеїнове поліпшене	100м <sup>2</sup>	46,26	E15-151-5	1	1267	0,125	0,5	158,37	150	3	1	50
Обклеювання стін лінкрустом	100м <sup>2</sup>	45,17	E15-251-3	22	3324	2,75	3	415,5	425	8,5	1	50
Футерування плиткою кислототривкою [керамічною]	м <sup>2</sup>	1564	E13-1-1	245	5224	30,6	30,5	653	650	13	1	50
Відмостка												
Ущільнення основи щебенем	100м <sup>2</sup>	8,32	E11-1-2	8	90	1	1	11,25	11	1	1	11
Влаштування підстилаю чого шару	м <sup>3</sup>	83,2	E11-2-3	72	408	9	9	51	50	1	1	50
Влаштування асфальтного покриття	100м <sup>2</sup>	8,32	E11-19-1	9	400	1,125	1,5	50	50	1	1	50

На основі календарного графіка (див. лист графічної частини) визначимо тривалість будівництва, яка складає 483 днів.

На основі календарного графіка складаємо графік руху робітників.

Для розрахунку параметрів руху робітників використовуємо дані:

- середня кількість робітників, що працюють на об'єкті – 79 чол.;
- максимальна кількість робітників, що працюють на об'єкті – 123 чол.;
- загальні працевитрати на будівництво – 38566 люд. – дні.;
- тривалість робіт, коли робітників більше ніж середня їх кількість – 93 дні.

Виконаємо оцінку графіку руху робітників.

Визначимо середню кількість робітників

$$N_{сер} = \frac{Q_3}{T_3} = \frac{38566}{483} = 79 \text{ (чол.)}, \quad (2.34)$$

де  $Q_3$  – загальні працевитрати на будівництво, люд. – дні;

$T_3$  – загальна кількість днів роботи, дні.

Коефіцієнт нерівномірності руху робочих [39]:

$$\alpha_1 = \frac{N_{сер}}{N_{max}} = \frac{79}{123} = 0,642 \quad (2.35)$$

де  $N_{сер}$  – середня кількість робітників, що працюють на об'єкті, люд.;

$N_{max}$  – максимальна кількість робітників, що працюють на об'єкті, люд.;

Коефіцієнт нерівномірності потоку в часі [3]:

$$\alpha_2 = \frac{T_{cm}}{T_{заг}} = \frac{62,5}{483} = 0,128 \quad (2.36)$$

де  $T_{cm}$  - тривалість робіт, коли робітників більше ніж середня їх кількість, днів;

$T_3$  – загальна кількість днів роботи, дні.

Коефіцієнт нерівномірності потоку по працевитратам [39]:

$$\alpha_3 = \frac{Q_{зб}}{Q_3} = \frac{11091,5}{38566} = 0,287 \quad (2.37)$$

де  $Q_{зб}$  – працевитрати за графіком вище  $N_{сер}$  люд. – зм;

$Q_3$  – загальні працевитрати на будівництво, люд. –

#### 2.3.4 Проектування будівельного генерального плану

До початку основних будівельно – монтажних робіт необхідно розмістити й влаштувати на майданчику усі його елементи з урахуванням всіх вимог будівельних норм [40].

До елементів будівельного майданчика відносяться:

- споруджувана будівля;
- спеціально обладнані ділянки для розміщення засобів вертикального транспорту (площадки для робочих місць – стоянок автомобільного крану);
- закритий та відкритий склади для зберігання будівельних матеріалів і конструкцій;
- тимчасові приміщення різного призначення (адміністративні, санітарно – побутові, складські, виробничі).

Будівельний майданчик по периметру огородити тимчасовим огороженням, з боку місць загальних проходів та проїздів – огороженням з козирком.

Тимчасове водопостачання здійснюємо від існуючої мережі.

Тимчасове електропостачання здійснюємо від існуючої мережі. У темний час доби територія будівництва освітлюється від існуючого вуличного освітлення та чотирьох переносних прожекторів.

### 2.3.5 Проектування та розрахунок адміністративно – побутових приміщень

Тимчасові будівлі і споруди на будівельному майданчику розрізняють трьох основних груп:

1–адміністративні;

2–господарсько-побутові;

3– складські.

Адміністративні та господарсько – побутові будівлі розраховуються і проектуються в залежності від загальної чисельності працюючих на будівельному об'єкті.

Визначимо загальну кількість робітників працюючих на об'єкті за формулою:

$$N_{\text{заг}} = 0,89 (N_p + N_{\text{ігр}} + N_{\text{моп}} + N_{\text{сл}}) \text{ (чол.)}, \quad (2.38)$$

де 0,89 – коефіцієнт виходу на роботу;

$N_p$ – максимальна кількість робочих за графіком руху робочих кадрів, чол.

( $N_p = N_{\text{max}}$ );

$N_{\text{ігр}}$ – кількість інженерно – технічних працівників, яка приймається в кількості 8 % від  $N_{\text{max}}$ , чол.;

$N_{\text{моп}}$ – кількість молодшого обслуговуючого персоналу, яка приймається у кількості 2,5 % від  $N_{\text{max}}$ , чол.;

$N_{\text{сл}}$  – кількість службовців, яка приймається у розмірі 5% від  $N_{\text{max}}$ , чол.

$N_p = 123$  чол.

$$N_{\text{ігр}} = 123 \cdot 0,08 = 10 \text{ чол.}$$

$$N_{\text{моп}} = 123 \cdot 0,025 = 4 \text{ чол.}$$

$$N_{\text{сл}} = 123 \cdot 0,05 = 7 \text{ чол.}$$

$$N_{\text{заг}} = 0,89 \cdot (123 + 10 + 4 + 7) = 129 \text{ (чол.)}$$

За отриманими даними розраховуємо площі тимчасових будівель і споруд, які розташуємо на території будівельного майданчика (див. графічну частину).

Площу контори будівельної ділянки (виконробська з диспетчерською) розраховуємо, виходячи із кількості інженерно – технічних працівників та молодшого обслуговуючого персоналу з розрахунку 5 м<sup>2</sup> площі на одного працівника.

$$S_1 = 5 \cdot \sum (N_{\text{ігр}} + N_{\text{моп}}), \text{ (м}^2\text{)}, \quad (2.39)$$

$$S_1 = 5 \cdot (10 + 4) = 70 \text{ (м}^2\text{)}$$

Площу гардеробних з умивальниками розраховуємо, виходячи з максимальної кількості робітників, з розрахунку 0,7 м<sup>2</sup> на одного працюючого.

$$S_2 = N_{\text{max}} \cdot 0,7, \text{ (м}^2\text{)}, \quad (2.40)$$

$$S_2 = 1234 \cdot 0,7 = 86,1 \text{ (м}^2\text{)},$$

Площу душових приміщень визначаємо з розрахунку 0,54 м<sup>2</sup> та 40% від максимальної кількості робочих (за графіком руху робочих кадрів) та кількості службовців.

$$S_3 = N_{40\%} \cdot 0,54, \text{ (м}^2\text{)}, \quad (2.41)$$

$$S_3 = 0,54 \cdot 50 = 27 \text{ (м}^2\text{)}$$

Площу приміщень для прийому їжі розраховуємо із розрахунку 0,8 м<sup>2</sup> на одного працюючого для загальної кількості працюючих на об'єкті.

$$S_4 = N_{\text{заг}} \cdot 0,8, (\text{м}^2), \quad (2.42)$$

$$S_4 = 129 \cdot 0,8 = 103,2 (\text{м}^2)$$

Площу приміщень для сушіння одягу приймаємо з розрахунку  $0,2 \text{ м}^2$  на одного працівника від 40% загальної кількості робітників, які працюють на об'єкті.

$$S_5 = 0,2 \cdot N_{40\%}, (\text{м}^2), \quad (2.43)$$

$$S_5 = 0,2 \cdot 50 = 10 (\text{м}^2)$$

Туалети приймаємо з розрахунку  $0,1 \text{ м}^2$  на одного працівника від загальної кількості робітників, що працюють на об'єкті, але не менше 2-х відділень окремо для кожної статі і не менше  $2,16 \text{ м}^2$  площі.

$$S_6 = 0,1 \cdot N_{\text{заг}}, (\text{м}^2), \quad (2.44)$$

$$S_6 = 0,1 \cdot 129 = 12,9 (\text{м}^2)$$

Отже, площа контори будівельної ділянки складає  $70 \text{ м}^2$ , площа гардеробних з умивальниками –  $86,1 \text{ м}^2$ , площа душових приміщень –  $27 \text{ м}^2$ , площа приміщень для прийому їжі –  $103,2 \text{ м}^2$ , площа приміщень для сушіння одягу –  $10 \text{ м}^2$ , туалети –  $12,9 \text{ м}^2$ .

Проектування тимчасових будівель і споруд проводимо у відповідності із каталогами уніфікованих типових проектів інвентарних будівель і споруд, а також з урахуванням величин розрахованих площ [41].

Розрахунки і проектування виконуємо в табличній формі (див. табл. 2.11).

Таблиця 2.11 – Розрахунок і проектування тимчасових будівель

Назва будівлі	Кількість	Норма площ на	Розрахунок ва площа,	Розміри, м	Кількість,	Корис на	Шифр тип.	Тип будівл
---------------	-----------	---------------	----------------------	------------	------------	----------	-----------	------------

	працюючих	одну людину, м <sup>2</sup>	м <sup>2</sup>		шт.	площа, м <sup>2</sup>	проекту	і
1		2	3	4	5	6	7	8
Виконробська	14	5,0	70	4,0×5,0×2,5	4	80	ИУЗЄ-5	Конт.
Гардеробні з умивальниками	123	0,7	86,1	5,0×6,0×3	3	90	ГК-10	Конт.
Душові	50	0,54	27	2,5×2,5×2,8	5	31,25	4078-1.00 СБ	Конт.
Приміщення для прийому їжі	129	0,8	103,2	4,0×4,0×3	7	112	ГК-10	Конт.
Сушилка	50	0,2	10	1,0×1,0×2,8	5	10	31315	Конт.
Туалет	129	0,1	12,9	2,5×1,0×2,8	6	15	494-4-13	Збірна



Тимчасові приміщення різного призначення розміщені на території будівельного майданчика (див. лист графічної частини).

### 2.3.6 Проектування та розрахунок мереж тимчасового електропостачання будівельного майданчика

Проектування тимчасового електрозабезпечення передбачає розрахунок максимальної сумарної потужності споживання електричної енергії для потреб будівельного виконання з розрахунком і проектуванням трансформаторної підстанції. Розрахунок виконуємо на період максимального споживання електричної енергії під час будівництва.

Для забезпечення енергією будівельного майданчика тимчасові електромережі підключаємо до існуючої трансформаторної підстанції. На майданчику передбачаємо встановлення лічильника і пристрою, від якого прокладаємо електромережу: силова на 380 В (для зварювальних апаратів, екскаваторів, штукатурних станцій, бетононасосів тощо) і освітлювальна на 220 В (для освітлення доріг, площадок для складування, виконання фронту робіт 2-ї зміни, проходів, проїздів і тимчасових будівель).

В табличній формі (див. табл. 2.12) складаємо перелік споживачів електроенергії і їхні характеристики та розраховуємо максимальні сумарні витрати електроенергії для виконання будівельно – монтажних робіт по об'єкту.

Сумарну розрахункову потужність електроспоживачів на будівельному майданчику визначаємо за формулою:

$$P = 1,1 \times \left( \sum \frac{P_c K_1}{\cos \varphi_1} + \sum \frac{P_m K_2}{\cos \varphi_2} + \sum P_{i.a.} K_3 + \sum P_{i.g.} K_4 \right), \quad (2.45)$$

де 1,1 – коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі;

$P_c$  – силова потужність машини, кВт;

$P_m, P_{o.v.}, P_{o.z.}$  – потужності, що споживаються, відповідно на технологічні потреби, освітлення внутрішнє і освітлення зовнішнє, кВт;

$K_1, K_2, K_3, K_4$  – коефіцієнти попиту, що залежать від споживача;

$\cos \varphi_1, \cos \varphi_2$  – коефіцієнти потужності, що залежать від характеру кількості та завантаження споживачів енергії.

Таблиця 2.12 – Розрахунок електрозабезпечення будівельного майданчика

Споживачі	Одиниця виміру	Кількість	Встанов. потуж. одиниці, кВт	Загальні потреби, кВт	Коеф. попиту	Розрах. потужн, кВт
I. Силові споживачі						
Штукатурна станція	шт.	1	26	26	1,1	28,6
Зварювальний апарат (ТЕД - 500)	шт.	1	32	32	0,35	11,2
Розчинонасос	шт	1	2,2	2,2	0,35	0,77
Фарбувальний агрегат	шт.	1	0,27	0,27	1,1	0,3
Шліфувальна машина	шт.	1	0,6	0,6	1,1	0,66
Баштовий кран КБ-301	шт	1	49,9	49,9	1,1	54,9
Всього по розділу I:						96,42
II. Освітлення внутрішнє						
Адміністр. - господарські будівлі	м <sup>2</sup>	338,2	0,3	101,4	0,8	81,18

Закритий склад	м <sup>2</sup>	880	0,1	88	0,8	70,4
Всього по розділу II:						151,58
III. Освітлення зовнішнє						
Охоронне освітлення	шт.	9	1,5	13,5	0,35	4,72
Всього по розділу III: 1						4,72
Всього						252,72

$$P = 1,1 \times \left( \sum \frac{P_c K_1}{\cos \varphi_1} + \sum \frac{P_m K_2}{\cos \varphi_2} + \sum P_{o.v.} K_3 + \sum P_{o.z.} K_4 \right) = 1,1 \left( \frac{96,42}{0,7} + 151,58 + 4,72 \right) = 323,44 \text{ (кВт)}$$

За розрахунками підбираємо трансформаторну підстанцію КТПН-72М-350, потужністю 350 кВт.

### 2.3.7 Проектування та розрахунок мереж тимчасового водозабезпечення будівельного майданчика

Водопостачання будівельного майданчику, призначене для задоволення потреб виробничих процесів, потреб машин та механізмів, санітарно – господарських потреб працівників та для пожежогасіння на випадок вияву джерел загорання. Розрахунок тимчасового водозабезпечення виконуємо в табличній формі (див. табл. 2.13).

Таблиця 2.13 – Розрахунок тимчасового водозабезпечення

Назва споживача	Одини- ця виміру	Кіль- кість	Норми витрат за зміну, л	Коеф. нерівно- мірності водоспож.	Загальні потреби води, л
1	2	3	4	5	6
I. Виробничі потреби:					
Миття автомобілів	шт	5	250	1,5	1875
Поливання цегли	тис. шт.	1452,36	250	1,1	399399
Оштукатурення поверхні стін	м <sup>2</sup>	9591	6	1,5	86319
Фарбування водними розчинами.	м <sup>2</sup>	4626	6	1,5	41634
Всього по розділу I					529227
II. Господарсько – побутові потреби					
Санітарно – госп. потреби	чол.	129	20	2	5160
Миття в душі	чол.	50	40	1	2000
Всього по розділу II					7160
Продовження таблиці 2.13					
III. Потреби води на пожежогасіння					
Пожежогасіння приймаємо за	л/с				10

площею буд. майданчика до 2 га					
-----------------------------------	--	--	--	--	--

Визначимо виробничі витрати води:

$$V_{\text{вир}} = \Sigma V_{\text{вир}} \cdot K / (t \cdot 3600) = 529227 / (8 \cdot 3600) = 18,37 \text{ (л/с)}, \quad (2.46)$$

Витрати води на господарсько – побутові потреби:

$$V_{\text{госп}} = \Sigma V_{\text{госп}} \cdot K / (t \cdot 3600) = 7160 / (8 \cdot 3600) = 0,248 \text{ (л/с)}, \quad (2.47)$$

Для будівельного майданчика площею до 10 га витрати води на пожежогасіння дорівнюватимуть –  $V_{\text{пож}} = 10 \text{ (л/с)}$ .

Розрахункові сумарні секундні витрати води:

$$q_p = V_{\text{вир}} + V_{\text{госп}} + V_{\text{пож}} = 18,37 + 0,248 + 10 = 28,61 \text{ (л/с)}, \quad (2.48)$$

Розрахунковий діаметр труб тимчасового водопроводу для водозабезпечення потреб будівництва:

$$\alpha = \sqrt{\frac{4 \cdot q_p \cdot 1000}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 28,61 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,3}} = 167,43 \text{ (мм)}, \quad (2.49)$$

Користуючись нормативною літературою проектуємо тимчасову мережу внутрішньомайданчикowego водопроводу із сталених зварних труб діаметром 168 мм, товщина стінки 5,5мм.

### 5.6 Техніко – економічні показники проекту будівництва

1. Директивний термін будівництва об'єкта 498 дні.
2. Фактичний термін будівництва об'єкта 483 днів.
3. Показник рівномірності будівельного потоку в часі:

$$K_1 = \frac{n_{\max}}{n_{\text{cp}}} = \frac{123}{79} = 1,55, \quad (2.50)$$

де  $n_{\max}$  – максимальна кількість робочих в день, чол;

$n_{\text{cp}}$  – середнє число робочих в день, чол.

4. Показник компактності будгенплану:

$$K_2 = \frac{F_3}{F_B} = \frac{3035,94}{7000} = 0,433, \quad (2.51)$$

де  $F_B$  – площа будівельного майданчика, або площа геометричної фігури по межі огороження, м<sup>2</sup>;

$F_3$  – площа забудови території будівельного майданчика;

$$F_3 = S_{\text{буд}} + S_{\text{тимч.буд.}} + S_{\text{скл}} + S_{\text{дор}} = 668,69 + 310,25 + 880 + 1177 = 3035,94(\text{м}^2), \quad (5.23)$$

де  $S_{\text{буд}}$  – площа будівлі, що споруджується;

$S_{\text{тимч.буд.}}$  – площа тимчасових будівель і споруд;

$S_{\text{скл}}$  – площа складів;

$S_{\text{дор}}$  – площа доріг та тротуарів.

5. Показник відношення площі тимчасових будівель до площі забудови:

$$K_3 = \frac{F_T}{F_3} = \frac{310,25}{3035,94} = 0,102, \quad (2.52)$$

6. Показник використання території під склади:

$$K_4 = \frac{F_{\text{ск}}}{F_{\text{об'єкту}}} = \frac{880}{668,69} = 1,31, \quad (2.53)$$

де  $F_{\text{ск}}$  – площа відкритого і закритого складів, м<sup>2</sup>;

$F_{\text{об'єкту}}$  – площа будівельного об'єкту.

### 2.3.8 Техніко – економічні показники проекту будівництва

1. Директивний термін будівництва об'єкта 498 дні.
2. Фактичний термін будівництва об'єкта 483 днів.
3. Показник рівномірності будівельного потоку в часі:

$$K_1 = \frac{n_{\max}}{n_{\text{cp}}} = \frac{123}{79} = 1,55, \quad (2.54)$$

де  $n_{\max}$  – максимальна кількість робочих в день, чол;

$n_{\text{cp}}$  – середнє число робочих в день, чол.

4. Показник компактності будгенплану:

$$K_2 = \frac{F_3}{F_B} = \frac{3035,94}{7000} = 0,433, \quad (2.55)$$

де  $F_B$  – площа будівельного майданчика, або площа геометричної фігури по межі огороження,  $\text{м}^2$ ;

$F_3$  – площа забудови території будівельного майданчика;

$$F_3 = S_{\text{буд}} + S_{\text{тимч.буд.}} + S_{\text{скл}} + S_{\text{дор}} = 668,69 + 310,25 + 880 + 1177 = 3035,94(\text{м}^2), \quad (5.23)$$

де  $S_{\text{буд}}$  – площа будівлі, що споруджується;

$S_{\text{тимч.буд.}}$  – площа тимчасових будівель і споруд;

$S_{\text{скл}}$  – площа складів;

$S_{\text{дор}}$  – площа доріг та тротуарів.

5. Показник відношення площі тимчасових будівель до площі забудови:

$$K_3 = \frac{F_T}{F_3} = \frac{310,25}{3035,94} = 0,102, \quad (2.56)$$

6. Показник використання території під склади:

$$K_4 = \frac{F_{ск}}{F_{буд}} = \frac{880}{668,69} = 1,31, \quad (2.57)$$

де  $F_{ск}$  – площа відкритого і закритого складів, м<sup>2</sup>;

$F_{буд}$  – площа будівельного об'єкту.

#### 2.4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

У магістерській роботі досліджується опір вертикальним навантаженням стрічкового пальового фундаменту. Стрічкові фундаменти найчастіше застосовують у житловому будівництві. Конструкція цих фундаментів дозволяє найбільш рівномірно передавати та розподіляти навантаження на ґрунт основи.

Стрічковий фундамент являє собою безперервну підземну стіну, яка передає навантаження від надземних стін або колон ґрунті через розширену нижню частину (подушку) та піщану або щебеневу підсіпку завтовшки 50-100 мм. Розширення подушки необхідне для приведення у відповідність величини додаткового тиску під подошвою фундаменту несучій здатності ґрунту, тому що величина розрахункового тиску на ґрунт менша розрахункового опору кам'яних або бетонних стін.



За обрисом у профілі стрічковий фундамент під стіну в найпростішому випадку являє собою прямокутник. Його ширину приймають більшою від товщини стін з кожного боку на 50–150 мм. Однак прямокутний переріз фундаменту допустимий тільки при невеликих навантаженнях на фундамент і високій несучій здатності ґрунту.

На будівельний технологічний персонал, який здійснює дослідження на об'єктах будівництва, впливають за ГОСТ 12.0.003-74 такі небезпечні та шкідливі виробничі фактори:

а) фізичні:

- підвищена та знижена температура повітря робочої зони;
- підвищена та знижена рухомість повітря;
- підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони;
- підвищена та знижена вологість повітря у робочій зоні;
- недостатність природного освітлення;
- недостатня освітленість робочої зони;
- підвищений рівень шуму на робочому місці;
- небезпечний рівень напруги в електричному колі, замикання якого може відбутись через тіло людини;
- підвищений рівень вібрації,

в) психофізіологічні:

- фізичні перевантаження (динамічні)
- нервово-психічні перевантаження (монотонність праці, перенапруга аналізаторів).

#### 2.4.1 Технічні рішення з безпечної експлуатації об'єкта

Технічні рішення з безпечної організації робочих місць при улаштуванні штучних основ і фундаментів

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

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

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

Під час виконання робіт особливу увагу необхідно приділяти:

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

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

На будівельних об'єктах необхідно мати:

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

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

Палейні і бурові машини повинні бути обладнані обмежувачами висоти піднімання бурового інструменту або вантажозахоплювального пристрою та звуковою сигналізацією. На канати повинен бути сертифікат виробника або акт про їх випробування; вантажозахоплювальні засоби повинні бути випробувані та мати бирки або клейма, що підтверджують їх

вантажопідіймальність і дату випробування. Гранична маса молота і палі для копра відповідно до паспорта копра повинна бути зазначена на його фермі або рамі.

Небезпечна зона під час роботи палейних машин повинна бути визначена в радіусі не менше ніж 15 м від гирла свердловини або місця забивання палі. Пересування палейних машин необхідно виконувати по заздалегідь спланованому горизонтальному шляху та за умови перебування конструкцій машин у транспортному положенні.

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

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

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

Монтаж, демонтаж і переміщення палейних 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.

Технічний стан палейних і бурових машин (надійність кріплення вузлів, справність зв'язків і робочих настилів) необхідно перевіряти перед початком кожної зміни. Перед підніманням конструкцій палейних 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. Під час роботи палейних 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 будьяких несправностей бурової машини чи копра буровий інструмент чи палебійний механізм повинен бути опущений, поставлений у стійке положення, а двигун вимкнутий. 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) та 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 розчалок. Одночасне 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 паль 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.

#### Електробезпека

Для живлення технологічного обладнання та системи освітлення на будівництві об'єкту використовується трифазна чотирипровідна мережа із заземленою нейтраллю напругою 380/220 В. Відповідно з ГОСТ 12.1.013-78 умови праці за ступенем небезпеки ураження працівників електричним струмом є умовами з підвищеною небезпекою, тому що підлога у будівлі є струмопровідною.

Згідно із ГОСТ 12.1.030-81, в якості захисту від ураження людей електричним струмом застосовується заземлення. Крім того безпека експлуатації при нормальному режимі роботи забезпечується застосуванням ізолювальних пристроїв,

огороженням струмоведучих частин, використанням малих напруг. Особи, що обслуговують електроустановки повинні користуватися ЗІЗ - спецвзуття, рукавиці. Засоби захисту необхідно періодично випробувати, їх слід захищати від механічних пошкоджень, впливу факторів, що погіршують їх діелектричні властивості.

Загальні вимога безпеки до виробничого обладнання встановлені згідно з ГОСТ 12.2.003-74, в якому визначені вимоги до основних елементів конструкції, органів управління і засобів захисту, які входять в конструкцію виробничого обладнання любого виду і призначення.

Електропривід насосів, вентиляторів, іншого технологічного обладнання для будівельних робіт повинний бути виконаний відповідно до Правил устрою електричних установок.

В установках напругою до 1 кВ огороження роблять суцільними. Безпечні відстані між огороженнями і не ізолюваними струмоведучими частинами регламентується ПУЕ і в установках до 1 кВ із суцільними огороженнями - 5см. Висота розміщення не огорожених струмоведучих частин залежить від значення напруги і рівня підготовки людей, що працюють з електроустановками. Струмоведучі частини напругою до 1 кВ у місцях, де працюють люди, висота розміщення повинна бути не менше 3,5 м. Постійний контроль за ізоляцією, тому що протягом часу відбувається старіння ізоляції, що може привести до пробію і створити небезпеку при дотику людини до ізолюваних проводів. Використовують наступні кольори для маркування ізоляції: чорна - для силових ланцюгів; червона - для ланцюгів керування.

Підготовка робочих місць і допуск до проведення вимірювань можуть провадитись тільки з дозволу оперативних працівників, а на підприємствах, де таких працівників немає, - з дозволу особи, яка видала наряд чи розпорядження за узгодженням з особою, відповідальною за електрогосподарство.

Електрозахисні засоби захисту при випробуваннях.

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.

#### 2.4.2 Технічні рішення з гігієни праці і виробничої санітарії

##### Мікроклімат

Основними нормативними документами, що регламентують параметри мікроклімату виробничих приміщень, є ДСН 3.3.6.042-99 [16].

Мікроклімат приміщень на будівництві характеризується наступними чинниками: температурою повітря, відносною вологістю повітря, швидкістю руху повітря, інтенсивністю теплового випромінювання.

Робота з обслуговування технологічного обладнання відноситься до категорії Пб по важкості праці.

Допустимі норми температури, відносної вологості та швидкості руху повітря в робочій зоні виробничих приміщень приведені в таблиці 2.14.

Таблиця 2.14 - Допустимі норми параметрів повітря на непостійних робочих місцях

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

Склад повітря робочої зони

Забруднення повітря робочої зони регламентується граничнодопустимими концентраціями (ГДК) в мг/м<sup>3</sup> .

При роботі технологічного обладнання виділяється пил нетоксичний. При роботі системи вентиляції, провітрюванні у приміщенні може попадати пил та інші шкідливі речовини, які виділяються при технологічних процесах в цеху і знаходяться повітрі навколишнього середовища. Їх ГДК відповідно до [18] наведено в таблиці 2.15

Таблиця 2.15 - Гранично допустимі концентрації шкідливих речовин для повітря атмосфери, в робочій зоні верстатника

Назва речовини	ГДК, мг/м <sup>3</sup>	Клас
----------------	------------------------	------



	Максимально разова	Середньо добова	небезпечності
Пил нетоксичний	0,5	0,15	4

Для забезпечення складу повітря робочої зони відповідно до ГОСТу 12.1.004-91. ССБТ проектом передбачені наступні рішення [15]:

- застосування пиловідсмоктуючих агрегатів з рукавними фільтрами , які встановленні безпосередньо на ділянках біля обладнання із яких очищене повітря поступає у виробниче приміщення;
- необхідно проводити контроль за ГДК шкідливих речовин у приміщенні;
- застосовувати природну вентиляцію: організовану і неорганізовану.

Виробниче освітлення

Природне освітлення

Дослідження здійснюються на будівельних майданчиках, які знаходяться у Вінницькій області, система природного освітлення відноситься до бокової. Характеристика зорових робіт - середньої точності.

Відповідно до ДБН В.2.5-28-2006 розряд зорової роботи IV, підрозряд «в». При боковому суміщеному освітленні  $KPO(e_H) = 0,9\%$ .

Нормоване значення КПО для даного виробничого приміщення розраховуємо за формулою:

$$e_N = e_H \cdot m_N,$$

$m_N$  - коефіцієнт світлового клімату,  $m_N = 0,9$ .

Суміщене освітлення ( $e_H = 0,9 \%$ ). Отже,  $e_N = 0,9 \cdot 0,9 = 0,8\%$ .

Природне освітлення одностороннє і здійснюється через вікна, які орієнтовані на північний схід.

Штучне освітлення

Правильна експлуатація установок природного і штучного освітлення відіграє важливу роль для створення високого рівня освітленості в приміщеннях і економії електроенергії, що витрачається на штучне електричне освітлення. Норми освітленості при штучному освітленні занесені до таблиці 2.16

Таблиця 2.16 - Норми освітленості при штучному освітленні

Характеристика зорової роботи	Найменший розмір об'єкта розрізювання	Розряд зорової роботи	Підрозряд зорової роботи	Контраст об'єкта розрізювання з фоном	Характеристика фона	Освітленість, лк	
						Штучне освітлення	
						Комбіноване	Загальне
Середньої точності	Вище 0,5 до 1	IV	в	Середній, малий	Середній, темний	400	200

Для освітлення миючого відділу вибираємо світильники прямого світла ЛПО-02 з двома світлодіодними лампами.

Висота підвісу світильників над робочою поверхнею 4,5 метра.

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

### Виробничий шум

На будівництві джерелом шуму є обладнання, машини, механізми - механічний шум.

Шум - це хаотична сукупність різних за силою і частотою звуків, що заважають сприйняттю корисних сигналів і негативно впливають на людину.

Постійна дія сильного шуму може не лише негативно вплинути на слух, але й викликати інші шкідливі наслідки - дзвін у вухах, запаморочення, головний біль, підвищення втоми, зниження працездатності.

Шум має кумулятивний ефект, тобто акустичні подразнення, накопичуючись в організмі людини, все сильніше пригнічують нервову систему. Тому перед втратою слуху від впливу шумів виникає функціональний розлад центральної нервової системи. Особливо шкідливий вплив шуму позначається на нервово-психічній діяльності людини. Процес нервово-психічних захворювань вищий серед осіб, що працюють у гомінких умовах, ніж у людей, що працюють у нормальних звукових умовах.

Відповідно до [11] рівень звука вимірюється в децибелах і визначається по формулі:

$$L = 10\lg(I/I_0) = 10\lg(p/p_0) = 10\lg(U/U_0) \quad (2.58)$$

де  $L$  - рівень шуму.дБ;



На постійних робочих місцях у виробничих приміщеннях та на території підприємства	107	95	87	82	78	75	73	71	69	80
---	-----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

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

### Виробничі вібрації

Вібрацією називають механічні коливання пружних тіл або систем, коли відбувається переміщення центра їх ваги в просторі відносно статичного стану. Загальна вібрація передається на тіло через опорні поверхні людини, що стоїть чи сидить (підшви ніг або сидниці).

Таблиця 2.18 - Допустимі рівні вібрації на постійних місцях

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

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

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

### Психофізіологічні фактори

Психофізіологічні фактори вибираються відповідно з Гігієнічною класифікацією праці за показниками шкідливості та небезпечності факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу, затвердженої Наказом Міністерства охорони здоров'я № 528 від 27 грудня 2001 року.

### Фізичні навантаження.

Робоча поза: Періодичне перебування в незручній та/або фіксованій позі до 50% часу зміни; перебування у вимушеній позі (навпочіпки, на колінах і т. ін.) від 10% до 25% часу зміни; знаходження в позі стоячи від 60% до 80% часу зміни.

Сумарна маса вантажів, що переміщуються протягом кожної години зміни: з робочої поверхні (чоловіки): до 1500

Нахили корпуса (вимушені, більше 30), кількість за зміну: 101 –300

Переміщення у просторі (переходи, обумовлені технологічним процесом протягом зміни), км

По горизонталі: до 12

По вертикалі: до 8

Інтелектуальні навантаження: Рішення складних завдань з вибором за відомим алгоритмом (робота за серією інструкцій)

Зміст роботи: Сприймання сигналів з наступним порівнянням фактичних значень параметрів з їх номінальним значеннями. Заключна оцінка фактичних значень параметрів, Обробка, перевірка і контроль за виконанням завдання,

Робота в умовах дефіциту часу

Сенсорні навантаження:

Тривалість зосередженого спостереження (в % від часу зміни) 51 -75

Щільність сигналів (світлових, звукових) та повідомлень в середньому за годину роботи 176–300

Кількість виробничих об'єктів одночасного спостереження 11-25

Навантаження на зоровий аналізатор (Спостереження за екранами відеотерміналів (годин на зміну) 3-4

Навантаження на слуховий аналізатор (при виробничій необхідності сприйняття мови чи диференційованих сигналів)

Розбірливість слів та сигналів від 70% до 50%

Навантаження на голосовий апарат (сумарна кількість годин, що наговорюються протягом тижня) 20-25

Емоційне навантаження:

Ступінь відповідальності за результат своєї діяльності. Значущість помилки – Несе відповідальність за функціональну якість основної роботи (завдань). Вимагає виправлень за рахунок додаткових зусиль всього колективу (групи, бригади та ін.)

Ступінь ризику для власного життя

Ступінь відповідальності за безпеку інших осіб

Монотонність навантажень:

Кількість елементів (приймів), необхідних для реалізації простого завдання або в операціях, які повторюються багаторазово 5-2

Тривалість виконання простих виробничих завдань чи операцій, що повторюються (сек.) 24-2

Монотонність виробничої обстановки (час пасивного спостереження за технологічним процесом в % від часу зміни) 91-95

Режим праці

Фактична тривалість робочого дня (год.) 10– 12

Змінність роботи Тризмінна робота (робота у нічну зміну)

Наявність регламентованих перерв та їх тривалість Перерви нерегламентовані або недостатньої тривалості до 3% часу зміни

### 2.4.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Геоморфологія

Рельєф ділянки змінений техногенною діяльністю людини, територія спланована, забудована.



Нормативна глибина промерзання 0,8 м.

Вибір довжини і марки палі

Глибина закладання ростверків від поверхні природного рельєфу ґрунту 0,0 м. Приймаємо палі С10-30  
На рис. 2.1 показано положення фундаментів у ґрунті.

Визначення допустимого навантаження на палі:

**Для основного сполучення навантажень**

Розрахункове навантаження на палю [4]

$$N \leq F_d / \gamma_k,$$

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

де всі значення визначені в [4].

Положення пального фундаменту у ґрунті показане на рисунку 2.1

Коефіцієнти умов роботи для забивних палі, згідно з [4]

$$\gamma_c = 1, \gamma_{CR} = \gamma_{Cf} = 1.$$

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі  $R$  і по бічній поверхні  $f_i$  знаходимо за [4].

$R = 3978$  кПа.

Розрахунок опору по бічній поверхні представлений у таблиці 2.1.

Таблиця 2.16 - Розрахунок опору по бічній поверхні забивної палі

$H_i, \text{ м}$	$f_i, \text{ к/Н}$	$h_i, \text{ м}$	$f_i \cdot h_i, \text{ кН/м}$
4,8	16,8	1,5	25,2
6,225	18,11	1,35	24,45
7,9	61,8	2,0	123,6
9,9	64,85	2,0	129,7
11,65	67,31	1,5	100,97

 $\Sigma=403,92$ 

$$F_d = 1(1 \cdot 3978 \cdot 0,3^2 + 1,2 \cdot 1,0 \cdot 403,92) = 842,7 \text{ (кН)}.$$

Допустиме навантаження на палю  $842,7/1,4 = 601,93 \text{ (кН)}$ .

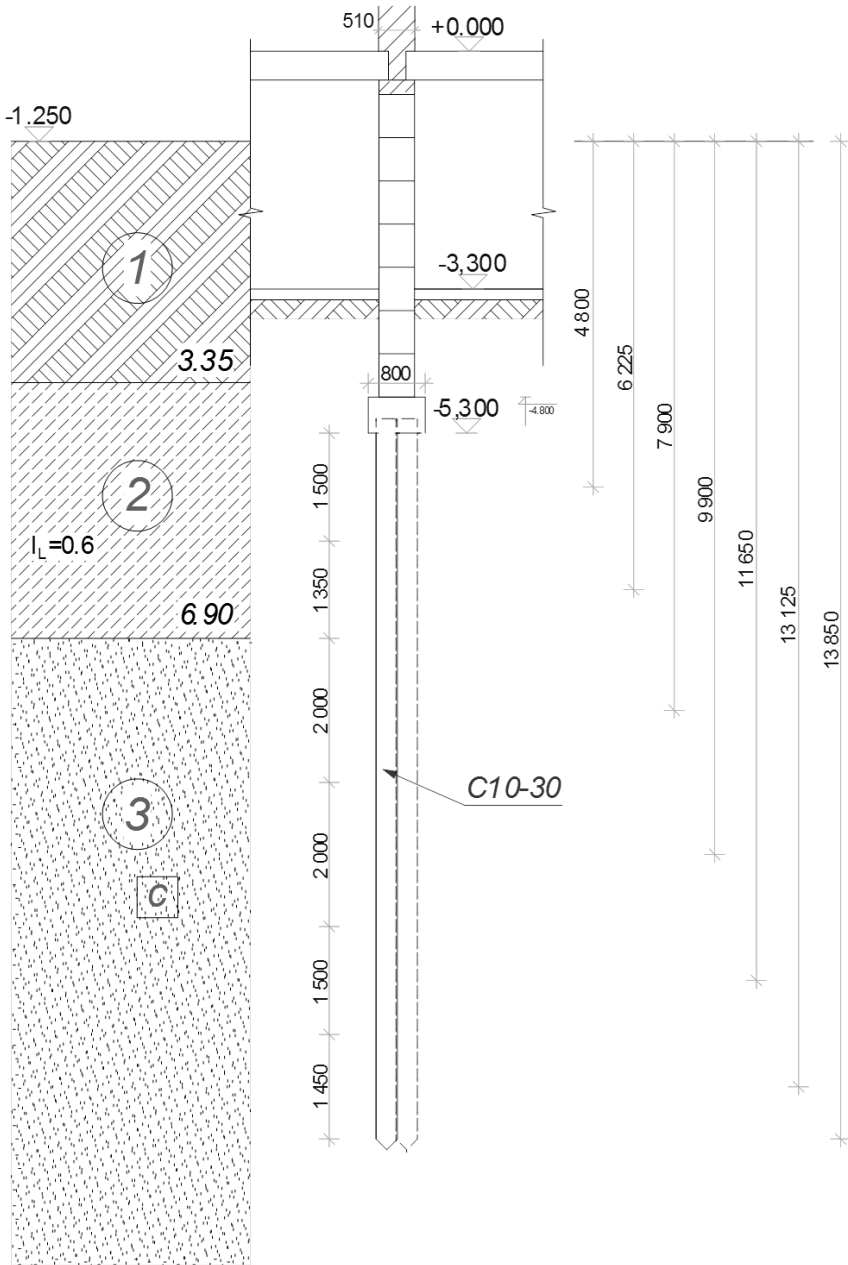


Рисунок 2.11 – Положення паль у ґрунті

**Для аварійного сполучення навантажень**

При визначенні вертикальної складової навантаження на палю [4] додатково враховуються коефіцієнти  $\gamma_{eq1}$ ,  $\gamma_{eq2}$ ,  $\gamma_{eq3}$ .

За табл. 18 [4] коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі для піска середньої крупності  $I_L < 0$   $\gamma_{eq1} = 1,0$ ;  
коефіцієнт умов роботи по боковій поверхні палі для піска середньої крупності з показником текучості  $0,75 \leq I_L \leq 1,0$   $\gamma_{eq2} = 0,75$ , з показником текучості  $I_L < 0$   $\gamma_{eq2} = 0,95$ .

Для визначення коефіцієнту  $\gamma_{eq3}$  визначаємо приведену довжину палі за додатком 1 [4].

Коефіцієнт деформації  $\alpha_c$  при улаштуванні палі з бетону класу В20 знаходимо за формулою

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{kb_p}{\gamma_c EI}} = \sqrt[5]{\frac{4500 \cdot 0,95}{1 \cdot 24,5 \cdot 10^6 \cdot 675 \cdot 10^{-6}}} = 0,763 \text{ (м}^{-1}\text{)},$$

при умовній ширині палі  $b_p = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,3 + 0,5 = 0,95$  (м),

моменті інерції перерізу палі  $I = d^4/12 = 0,3^4/12 = 0,000675$  (м<sup>4</sup>).

Приведена довжина палі

$$\bar{l} = l\alpha_c = 9,8 \cdot 0,763 = 7,48 > 3.$$

Отже  $\gamma_{eq3} = 1$ .

Розрахункова довжина палі, на якій не враховується опір ґрунту по боковій поверхні при сейсмічних впливах

$$h_d = \frac{a_1(H + \alpha_c a_3 M)}{b_p \left( \frac{a_2}{\alpha_c} \gamma_I \operatorname{tg} \varphi_I + c_I \right)}$$

Приймаємо в першому наближенні максимальне горизонтальне навантаження на одну палю (в напрямку осі у)  $H = 16$  (кН).

Осереднені значення характеристик міцності ґрунтів ІГЕ №1

$$\varphi_{I, \text{сеп}} = 14^0; c_{I, \text{сеп}} = 13,0 \text{ (кПа)}.$$

$\varphi_I = 14^0 - 2 = 12^0$  (за п.11.5 [4]), для низького ростверку

$$a_1 = 1,2; a_2 = 1,2; a_3 = 0$$

$$h_d = \frac{a_1(H + \alpha_c a_3 M)}{b_p \left( \frac{a_2}{\alpha_c} \gamma_I \operatorname{tg} \varphi_I + c_I \right)} = \frac{1,2 \cdot 32}{0,95 \left( \frac{1,2}{0,612} \cdot 9,2 \cdot \operatorname{tg} 12^0 + 13 \right)} = 2,4(\text{м}) < 3 / \alpha_c = 3 / 0,612 = 4,9(\text{м}).$$

Приймаємо  $h_d = 3,0$  м.

Опір по боковій поверхні палі визначаємо в табличній формі

Таблиця 2.17 - Розрахунок опору по бічній поверхні забивної палі при сейсмічних впливах

$H_i$ , м	$f_i$ , м	$h_i$ , м	$\gamma_{\text{eq}2}$	$\gamma_{\text{eq}2} f_i \cdot h_i$ , кН/м
4,8	0	1,5	0,75	0

6,225	0	1,35	0,75	0
7,9	8	2,0	0,75	0
9,9	56,5	2,0	0,95	107,35
11,65	67,31	1,5	0,95	95,91

 $\Sigma=203,26$ 

Тоді несуча здатність палі на вдавлюючі навантаження при сейсмічних впливах

$$F_{eq} = \gamma_C \left( \gamma_{cR} R \cdot A \cdot \gamma_{eq1} \cdot \gamma_{eq3} + u \cdot \sum_{h_d}^l \gamma_{eq2} \gamma_{cf} f_i h_i \right) = 1(1 \cdot 3978 \cdot 0,3^2 \cdot 1,0 \cdot 1 +$$

$$+ 1,2 \cdot 203,26) = 358,02 + 243,9 = 429,94 \text{ (кН)}.$$

Допустиме вертикальне навантаження на палю при аварійному сполученні  $N = 429,94/1,4 = 307,1$  (кН).

Висновки до розділу 2:

В технічній частині виконано:

1. об'ємно-планувальні рішення об'єкту;
2. архітектурно-конструктивні рішення;
3. розраховано і за конструйовано плиту покриття, сходовий марш та площадку;
4. запроектовано стрічковий фундамент під середню стіну;
5. розроблені технологічні карти нульового циклу та зведення цегляної кладки і монтажу;
6. розроблений будгенплан, календарний графік виконання робіт по об'єкту, графік постачання будівельних конструкцій і матеріалів, графік постачання будівельних машин і механізмів, що застосовуються при будівництві;

Висновки до розділу 2:

Розглянуте питання об'ємно-планувальних рішень, архітектурно-конструктивних рішень, запроектовано стрічковий фундамент під середню стіну, розроблений буд генплан та календарний графік виконання робіт, а також графік постачання будівельних машин та механізмів

### РОЗДІЛ 3

#### ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

##### 3.1 Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів

Земляні роботи виконуються таким чином: відкопування котловану до рівня підосви фундаменту.

Глибину котловану приймаємо на 0,1 м більше глибини закладання з метою улаштування бетонної або щебеневої підготовки. Обсяги робіт визначаємо для ділянки фундаменту довжиною 4,8 м.

Потрібні збірні залізобетонні вироби:

1. Плити фундаментні ФЛ 32.12-2.

Маса 3,23 т, об'єм 2,24 м<sup>3</sup>, витрати сталі, приведені до класу А240С  $48,23+6,5 = 54,73$  кг.

2. Блоки фундаментні стінові ФБС 24-5-6, маса 1,63 т, об'єм 0,72 м<sup>3</sup>;



Таблиця 3.1 – Обсяги робіт з улаштування варіантів фундаментів

Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість
1. Варіант фундаменту мілкового закладання		
1. Розробка ґрунту котловану екскаватором · $5,56 \cdot 4,8 \cdot 3,95 = 105,5 \text{ м}^3$	1000 м <sup>3</sup>	0,1055
2. Улаштування щебеневої підготовки (3,2+0,2)х4,8=16,3	100м <sup>2</sup>	0,163
3. Укладка блоків і плит фундаменту (ФЛ 32.12-2 та ФБС 32-5-6) n=4,8/1,2+(4,8/2,4)х7=4,0+14= 18 шт.	шт.	18
4. Кількість блоків і плит фундаменту $V_6=2,24 \times 4,0+0,72 \times 18=8,96+12,96 = 21,92 \text{ м}^3$	м <sup>3</sup>	21,92
4. Кількість арматури, приведеної до класу А-І (з урахуванням петель) $54,73 \times 4 = 218,92$	кг	218,92
5. Зворотна засипка пазух котловану $5,56 \times 1,9 \times 4,8 - 8,96 - 0,5 \times 0,2 \times 4,8 = 41,27$	м <sup>3</sup>	41,27
6. Ущільнення ґрунту в пазухах котловану	м <sup>3</sup>	41,27
2. Варіант фундаменту з забивних паль		
1. Розробка ґрунту котловану екскаватором $5,56 \cdot 4,8 \cdot 4,05 = 108,1 \text{ м}^3$	1000 м <sup>3</sup>	0,1081
2. Занурення дизель-молотом призматичних залізобетонних паль довжиною 10 м, периметром 1200 мм	м <sup>3</sup>	5,4
3. Кількість призматичних залізобетонних паль довжиною 10 м, периметром 1200 мм	п.м	60
4. Улаштування бетонної підготовки з бетону класу В7,5 товщиною 100 мм під ростверк $1,0 \cdot 4,8 \cdot 0,1 = 0,48$	м <sup>3</sup>	0,48

5. Улаштування монолітного залізобетонного ростверку під стіну об'ємом $0,5 \cdot 0,8 \cdot 4,8 = 1,92 \text{ м}^3$ з бетону класу В20	$\text{м}^3$	1,92
6. Укладка блоків ФБС 32-5-6 $n=4,8/1,2=4$ шт.	шт.	4
4. Кількість блоків і плит фундаменту $V_6=2,24 \times 4,0=8,96 \text{ м}^3$	$\text{м}^3$	8,96
6. Арматура для монолітного залізобетонного ростверку під стіну класу А-III $1,92 \cdot 0,007 \cdot 7850 = 105,5$	кг	105,5
7. Зворотна засипка пазух котловану $5,56 \times 2,1 \times 4,8 - 8,96 - 0,5 \times 0,2 \times 4,8 = 46,6$	$\text{м}^3$	46,6
8. Ущільнення ґрунту в пазухах котловану	$\text{м}^3$	46,6
3. Варіант фундаменту з бурових паль		
1. Улаштування залізобетонних бурових паль довжиною 8,35 м, Ø800 мм у ґрунтах II групи під захистом обсадної труби	$\text{м}^3$	12,59
2. Арматура для паль класу А-III Ø20	кг	161,55

Результати розрахунків для співставлення варіантів зведемо у таблицю 3.2

Таблиця 3.2 – Порівняльна вартість і трудовитрати для улаштування варіантів фундаментів

Тип фундаменту	Кошторисна вартість		Витрати праці	
	тис. грн.	%	люд.-год.	%
1. Варіант фундаменту мілкого закладання	102,113	100	222,2	100

2. Варіант фундаменту з забивних паль	155,678	152	197,35	88
3. Варіант фундаменту з бурових паль	194,35	190	1430,9	644

Висновки до розділу 3:

У таблиці 3.2, де порівнюється вартість і трудовитрати на 3 варіанта фундаментів ми можемо спостерігати наступну ситуацію: найбільш економним варіантом з точки зору коштів є варіант фундаментів мілкового закладання, а з точки зору витрат праці, варіант з забивних паль. Варіант з бурових паль поступається по двом показникам вище згаданим фундаментам, тому найдоцільніше влаштовувати фундамент мілкового закладання

## ВИСНОВОК

1. Загальний опір стрічкових пальових фундаментів вертикальним навантаженням зростає із збільшенням кількості паль по довжині стрічки, але приріст загального опору стрічкового пальового фундаменту із збільшенням кількості паль прямує до деякої постійної величини.
2. Середнє значення опору однієї палі в складі СПФ менше опору одиночної палі, що обумовлено взаємовпливом напружених зон основи сусідніх паль.
3. Приріст середнього опору однієї палі стрічкового однорядного фундаменту зменшується при збільшенні кількості паль і при кількості паль  $n \geq 6$  в СПФ стає практично рівним нулю, тобто при такій кількості паль фундамент стає «стрічковим».

4. Розподіл загального навантаження фундаменту на окремі палі нерівномірний: крайні палі сприймають більші, а центральні – менші зусилля в порівнянні із середнім значенням опору палі в складі стрічкового пальового фундаменту.

Також розглянуті наступні питання:

- об'ємно-планувальні рішення об'єкту;
- архітектурно-конструктивні рішення;
- розраховано і за конструйовано плиту покриття, сходовий марш та площадку;
- запроєктовано стрічковий фундамент під середню стіну;
- розроблені технологічні карти нульового циклу та зведення цегляної кладки і монтажу;
- розроблений будгєнплан, календарний графік виконання робіт по об'єкту, графік постачання будівельних конструкцій і матеріалів, графік постачання будівельних машин і механізмів, що застосовуються при будівництві;

В ході розробки магістерської кваліфікаційної роботи, переслідувались основні цілі:

- закріплення та розширення теоретичних знань;
- отримання практичних навиків використання сучасних програм за допомогою ЕОМ;
- поглиблення основних принципів розрахунку і проектування споруди з комплексним розв'язком архітектурних і інженерно-економічних задач.



**ПЕРЕЛІК ДЖЕРЕЛ ПОСИЛАНЬ**

1. Далматов Б.И. Механіка ґрунтів, основания и фундаменти, изд. 1981г.
2. Бартоломей А.А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам. М.: Стройиздат, 1982г.
3. Бартоломей А.А. Расчет осадок ленточных свайных фундаментов. М., Стройиздат, 1972г.
4. Бартоломей А.А. Практический метод определений осадки однорядных свайных фундаментов. Техническая информация № 31. Главзападуралстрой. Пермь, 1964 г.
5. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов. / А.А. Бартоломей, И. М., Омельчак, Б.С. Юшков. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
6. Трофименков Ю.Г. Свайные фундаменти для жилых и промышленных зданий. /Ю.Г. Трофименков, А.А. Ободовский. М.: Стройиздат, 1970, 240 с.
7. СНиП 2.02.03 – 75. Свайные фундаменти. М., 1985г.
8. Бенерджи П., Баттерфилд Р. Методы граничних элементов в прикладних науках. М., Мир, 1984г., 494с.
9. Бреббия К., Вроубел. Методы граничних элементов: М., Мир, 1987, 542с.
10. Бабичев З.В. Исследование усилий и деформаций в свайном фундаменте крупно

- панельного дома. Основания, фундаменты и механика грунтов. 1966, №5.
11. Алейников С.М. Метод граничных элементов в контактных задачах для упругих пространственно-неоднородных оснований. М.: Изд. АСВ, 2000– 754 с.
  12. Моргун А. С., Ніцевич А.В., Меть І.М. Компютерні технології розрахунку фундаментних конструкцій на основі методу граничних елементів. Вінниця, ВНТУ, 2009, – 162 с.
  13. В.Н. Николаевський. Механика пористых и трещиноватых сред. М.: Недра, 1984, 232 с.
  14. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування /Мінрегіонбуд України. – К.: 2009.–104 с.)
  15. ДСТУ БВ.2.1-27:2010 Основи та Фундаменти споруд. Палі. Визначення несучої здатності за результатами пальових випробувань.
  16. СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты.
  17. Електронний ресурс - <http://www.geoteck.ru/>.
  18. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2 : Design assisted by laboratory testing. EN 1997-2 : 2000. European Committee for Standardization – Brussel, 2000.- 107 p.).
  19. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учебное пособие / Под ред. Б.И. Далматова. – М.: Изд-во АСВ; СПб: СПбГАСУ, 2001. - 440с.



20. Зоценко М. Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / Зоценко М.Л. та ін.. – Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с.
21. Лучковський І. Я. К вопросу о расчетном сопротивлении гранта основания / И.Я. Лучковский. – Харьков: Коллегиум, - 2010. – 48с.
22. Малышев М.В., Болдырев Г.Г. Механика ґрунтов, основания и фундаменты (в вопросах и ответах): Учеб.пособие. –М.: Изд-во АСВ, 2004. -328 с.
23. Мангушев Р. А. Плитно-свайный фундамент для здания повышенной этажности / Р. А. Мангушев, А. Б. Фадеев // Основания, фундаменты и механика ґрунтов. – 2008. – № 1. – С. 15–19.
24. Моргун А. С. Моделювання ефекту взаємодії системи "будівля-фундамент-основа" за числовим методом граничних елементів : монографія / Моргун А. С., Меть І. М., Ніцевич А. В. – Вінниця : ВНТУ, 2010. – 134 с.
- 25.ДСТУ 21.501-93. Правила виконання архітектурно-будівельних креслень.
- 26.ДСТУ 21.508-93. Правила виконання робочої документації генеральних планів.
- 27.ЕНиР. Сборник Е1. Внутривозрастные транспортные работы/Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987. – 40 с.
- 28.ЕНиР. Сборник Е2. Земляные работы. Вып. 1. Механизированные и ручные земляные работы/Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1988. – 224 с.

29. ЕНиР Сборник Е2. Механизированные и ручные земляные работы.
30. ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. Вып. 1. Здания и промышленные сооружения/Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987. – 64 с.
31. ЕНиР сборник 12 «Свайные работы» Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 95 с.
32. СНиП II.02.07.–87 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. – М.: Стройиздат, 1987.
33. СНиП II–3–79 Строительная теплотехника. М.: Стройиздат, 1979.
34. СНиП 2.01.01–82 Строительная климатология и геофизика. М.: Стройиздат, 1983.
35. СНиП 2.01.02–85 Противопожарные нормы. – М.: Изд. ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
36. ДБН В2.01:2006 Навантаження та впливи.
37. СНиП 2.03.01–89 Жилые здания. – М.: Изд. ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
38. СНиП 2.03.01–84 Бетонные и железобетонные конструкции. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.
39. Шведенко В. І. Монтаж будівельних конструкцій. Київ. 2003.
40. Бодюк Г. М. и др. Технологія будівельного Виробництва. – Львів. : 2006.
41. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991.
42. Шерешевский І.А. Конструювання громадських будівель. Дніпропетровськ. 1998. – с. 384.
43. ГОСТ 27751-88 Надёжность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчёту.- 6 с.
44. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНИП 2.02.01-83) НИИОСП им. Герсеванова.- М.:Стройиздат,1986.-415с.
45. Основи і фундаменти будівель та споруд: ДБН В.2.1-10-2009. - [Чинний від 2009-07-01]. – К.: Мінбуд України, 2009. – 105 с. – (Національні стандарти України).
46. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с

- 47.СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции.-М.: Госстрой СССР, 1985.-80с.
- 48.Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособие/ А.Б.Голышев, В.Я.Бачинский, В.П.Полищук и др.; Под ред. А.Б.Голышева.- К.: Будівельник, 1985.-496 с.
- 49.М.В.Берлинов, Б.А.Ягупов Примеры расчета оснований и фундаментов: Учеб. для техникумов.-М.: Стройиздат,1986.-173с.
50. В.К.Черненко, В.Ф.Баранникова. “Технология и организация монтажа строительных конструкций”, справочник, - Київ, “Будівельник”,1988р.
51. Ю. П. Кузнецов, “Проектирование железобетонных работ”. Киев-Донецк, “Вища школа”, 1986.
52. Методические указания к курсовой работе “Производство работ при монтаже сооружений разных типов”. Составители: В.И. Ильин, Т.Э. Потапова.-Винница: ВНТУ, 1995г.
53. Строительные машины. Справочник в 2-х т. Под ред. д.т.н. В.А. Баумана.М., “Машиностроение”, 1976.
54. ДБН Д.2.2-7-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Збірник 7. Збірні бетонні і з/б конструкції. Київ, 2000.
55. Кузнецов Ю. П., Прыкин Б.В., Резниченко П.Т., “Проектирование земляных и монтажных работ”. Киев-Донецк, “Вища школа”, 1981.
- 56.ДБН Г.1-5-96, “ Будівельна техніка, оснастка, інвентар та інструменти”.
- 57.ДБН Д.2.7-2000.Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів.К.,2001.
58. СНиП III-4-80\*, “Техника безопасности в строительстве”.
59. Норми продуктивності та витрат палива на перевезення вантажів автомобільним транспортом в АПК-К.,2002.
60. Ціноутворення у будівництві. Збірник офіційних документів та роз’яснень. №№ 3, 5, 6 2002.
61. ДБН Д.2.2-8-99. РЕКН на будівельні роботи. Збірник 8. Конструкції із цегли і блоків. Київ, 2000.

62. Наказ державного комітету будівництва, архітектури та житлової політики України №273 від 05.12.2000 “Про затвердження положення про порядок надання дозволу на виконання будівельних робіт”
63. Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт. Київ. 1997р.
64. СНиП 3.01.01-85. Организация строительного производства. Москва
65. Белова В.В. Нормирование труда и сметы в строительстве. – М. Стройиздат, 1991г. – 175 с.
66. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни "Організація, планування будівництва" для студентів спеціальності 7.092101- "Промислове та цивільне будівництво"/ Уклад. В. Р. Сердюк, Т. Г. Ровенчак, О. В. Христич. - Вінниця: ВДТУ. 2003-50 с.
67. Постанова Кабінету Міністрів України від 22 вересня 2004 р. № 1243. «Про прийняття і введення в експлуатацію»

Міністерство освіти і науки України  
Вінницький національний технічний університет

ЗАТВЕРДЖЕНО

Завідувач кафедри БМГА,  
д.т.н., проф. \_\_\_\_\_ А.С.Моргун

**ТЕХНІЧНЕ ЗАВДАННЯ  
НА НАУКОВО-ДОСЛІДНУ РОБОТУ  
“ОПР ВЕРТИКАЛЬНИМ НАВАНТАЖЕННЯМ СТРІЧКОВИХ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ ЗА МЕТОДОМ  
ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ”**

ПОГОДЖЕНО

Керівник МКР,  
д.т.н., доц. \_\_\_\_\_ Моргун А.С.  
Відповідальний виконавець,  
магістрант \_\_\_\_\_ Мойсеєнко Є.О.

Вінниця 2019

**Підстава для виконання роботи**

Робота проводиться на підставі наказу ВНТУ від \_\_\_\_ . \_\_\_\_ 2018 року № \_\_\_\_\_

Дата початку роботи - 01.09.2018 р.

Дата закінчення роботи - 10.11.2018 р.

**1. Мета і призначення НДР**

Димові труби є відповідальними висотними інженерними спорудами для утилізації відпрацьованих пічних газів, що замикають будь-який енергоємний виробничий технологічний цикл. Оскільки цей вид споруд є кінцевою ланкою енергетичних технологічних процесів, виведення їх з експлуатації, як правило, призводить до зупинки всього технологічного циклу. Нажаль, технічний стан більшості залізобетонних димових труб, що знаходиться у державній та приватній власності в Україні, на сьогодні, не придатний до нормальної експлуатації через дефекти несучих конструкцій, які виникли, в основному, через порушення регламентів їх функціонування, практично повною відсутністю технічного нагляду, недооцінкою важливості проведення технічних діагностичних заходів. Це, в свою чергу, вимагає проведення заходів щодо їх реконструкції та оптимізації, у тому числі, невідкладних протиаварійних робіт, пов'язаних з відновленням цілісності несучого остову споруди.

На цей час в Україні, в найбільш раціональному висотному діапазоні більше 90 м, який забезпечує вимоги всіх екологічних стандартів, переважна кількість димових труб виготовлена з футерованого (захищеного спеціальним способом) залізобетону.

У більшості сучасних літературних джерел ствол димової труби, при розрахунку, розглядається як жорстко зацемлена у ґрунті консольна балка змінної жорсткості. Однак для висотних димових труб, як споруд з малою, у порівнянні з висотою, основою, небезпечним є стан понаднормативних кренів і, як наслідок, втрата стійкості рівноваги.

З умов раціонального проектування для димових труб використовують фундаменти мілкового закладання у вигляді круглої чи полігональної плити або плити кільцевого перерізу. Згідно з чинними нормами тиск під фундаментами повинен бути більше нуля, тобто відрив підшви фундаментів від основи не допускається. Габарити фундаментів призначають такими, щоб співвідношення мінімального тиску на ґрунт під одним, менш завантаженим, краєм фундаментів був не меншим 0,25 від максимального тиску. Однак, зрозуміло, що в момент можливого перекидання ця умова не виконується.

Питання стійкості рівноваги димових труб на плитах прямокутної форми було детально розглянуто раніше. Однак такий частинний випадок форми фундаментів не може задовольнити потреби інженерів, що конструюють споруди раціональної форми.

Тому доцільним і актуальним є подальший пошук раціональних конструктивних рішень димових труб, оптимізація моделей, що описують їх напружено-деформований стан, розробка та удосконалення методик оптимального проектування таких споруд.

В даній роботі поставлена задача виконати класифікацію димових труб; виявити основні недоліки у конструкціях труб; виконати пошук раціональних меж демонування привантажуючої вогнетривкої футерівки, яка, в процесі реконструкції, виключається з роботи; розробити скінченно-елементну модель напружено-деформованого стану димової труби висотою вище 90 м; визначити аналітичні залежності для знаходження критичних кутів нахилу димових труб довільної висоти на круглих платформах довільного діаметру, які можуть призвести до втрати стійкості; дослідити питання загальної стійкості рівноваги споруди; розробити конструктивні заходи з підвищення довговічності та надійності димових труб.

*Мета роботи* – полягає у теоретичному дослідженні раціональних будівельних конструкцій висотних димових труб зі склопластиковим осердям, оптимізації їх конструктивних параметрів на основі удосконалення існуючих моделей напружено-деформованого стану.

*Об'єкт дослідження* – висотні димові труби зі склопластиковим осердям.

*Предмет дослідження* – напружено-деформований стан димових труб зі склопластиковим осердям.

*Узагальнений науковий результат* – винайдені рівняння, які дозволяють визначити та оцінити критичні кути нахилу довільної висотної димової труби на круглій платформі довільного діаметру після реконструкції, що призводять до втрати стійкості рівноваги; засобами чисельного та скінчено-елементного моделювання визначені раціональні геометричні співвідношення між висотою димових труб зі склопластиковим осердям та діаметром їх фундаментних плит, а також раціональні вагові параметри полегшеної димової труби після демонтажу деякої частини вогнетривкої футерівки; на основі математичного опису граничного стану втрати стійкості, досліджено поведінку димових труб в момент втрати рівноваги та виведені аналітичні співвідношення, які дозволяють оцінити запас стійкості ствола труб зі склопластиковим осердям в залежності від початкових кренів та інших геометричних недосконалостей.

*Узагальнений практичний результат* – запропоновані заходи щодо раціоналізації конструкції димової труби. Результати досліджень можуть бути використані у практичній діяльності при розробці висотних димових труб зі склопластиковим осердям

## **2. Вихідні дані для проведення НДР**

Науково-дослідна робота буде проводитись вперше.

Передбачається використати конструктивні рішення реальної висотної димової труби зі склопластиковим осердям.

Розрахунки будуть проводитись у програмному комплексі “Lira SAPR”.

Під час проведення НДР будуть використані матеріали таких публікацій:

1. Дымовые трубы: традиции и инновации: монография / В. М. Асташкин, В. С. Жолудов, А.З. Корсунский и др.; под ред. д-ра техн. наук, проф. В. М. Асташкина и канд. техн. наук А. З. Корсунского. – Челябинск: Издательский центр ЮУрГУ, 2011. – 496 с.

2. Пановко Я.Г., Губанова И.И. Устойчивость и колебания упругих систем: Современные концепции, парадоксы и ошибки. 3-е изд., М.: Наука. Гл. ред. физико-математической литературы, 1979, – 384 с.

3. Попов В.О. Безфундаментні башти-атракціони з високоточним стовбуром. Монографія / В.О. Попов, І.П. Кондратенко, А.П. Ращепкін. – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2009. – 208 с.

4. Котельні. ДБН В.2.5-77:2014. [На заміну СНиП II-35-76 «Котельные установки»]. [Чинний від 2015-01-01] – К.: Мінбуд України, 2014. – 49 с. – (Державні будівельні норми України).

5. Дужих Ф. П. Промышленные дымовые и вентиляционные трубы: справочное издание / Ф. П. Дужих, В. П. Осоловский, М. Г. Ладыгичев; под ред. Ф. П. Дужих. – М.: Теплотехник, 2004. – 464 с.



6. Попов В.О. Моделивання напружено-деформованого стану елементів підсилення димової труби висотою 150 м для раціонального проектування. Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. / В. О. Попов, Білоус О. О., Власко А. А Науково-технічний збірник. Вінниця, ВНТУ, 2015-1. С. 6 – 12.

7. Навантаження і впливи. Норми проектування. ДБН В.1.2-:2006. [На заміну СНиП 2.01.07-85 (крім розділу 10)]. [Чинний від 2007-01-01] – К. : Мінбуд України, 2006. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).

8. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Введ. з 1 січня 2007 р. на заміну розділу 10 СНиП 2.01.07-85. К.: Мінбуд України, 2006. – 10 с.

## 2. Виконавці НДР

Організація –виконавець – кафедра БМГА ВНТУ.

Відповідальний виконавець – магістрант Дорохова Н.Д.

## 3. Вимоги до виконання НДР

У процесі виконання НДР слід використовувати програмні комплекси, які реалізують методи числового аналізу, що пройшли сертифікацію.

Вимоги нормативних матеріалів ДБН та ДСТУ до розрахунку ґрунтових основ та будівельних конструкцій повинні бути враховані в процесі теоретичних досліджень.

## 4. Етапи НДР і терміни її виконання

Е т а п	Назва та зміст етапу	Терміни виконання		Очікувані результати	Звітна документація
		поча-ток	закін-чення		
1	Огляд літературних джерел та їх аналіз	01.09.2018	30.09.2018	Визначення ступеню вивченості проблеми	Текст ПЗ МКР
2	Моделивання висотної	01.10.	10.05.	Визначення наявних	Текст ПЗ МКР,

	димової труби	2018	2018	конструктивних рішень димових труб. Аналіз НДС пропонуваніх рішень	плакати
3	Розгляд обраного типу конструктивної реалізації висотної димової труби зі склопластиковим осердям	06.10.2018	18.10.2018	Дослідження конкретного типу об'єкту	Текст ПЗ МКР, плакати
4	Моделювання напружено-деформованого стану висотної димової труби зі склопластиковим осердям	19.10.2018	21.10.2018	Кольорові діаграми напружено-деформованого стану димової труби	Текст ПЗ МКР, плакати
5	Дослідження питання стійкості та стійкості рівноваги димової труби	22.10.2018	31.10.2018	Аналітичні співвідношення та залежності	Текст ПЗ МКР, плакати
5	Аналіз одержаних результатів	01.12.2018	19.12.2018	Розроблення нової кінцево-елементної моделі, що враховує впливи динамічних навантажень	Текст ПЗ МКР, плакати

### 5. Очікувані результати та порядок реалізації НДР

Розвиток методології аналізу напружено-деформованого сталу висотних димових труб зі склопластиковим осердям під дією розрахункових навантажень, більш повне висвітлення динамічного впливу сейсмічного та вітрового навантаження.

Результати НДР можуть бути використані:

- проектно-конструкторськими організаціями при проектуванні висотних димових труб зі склопластиковим осердям;
- в навчальному процесі при викладанні дисциплін "Залізобетонні конструкції", "Металеві конструкції".

### 6. Матеріали, які подаються під час закінчення НДР та її етапів

Текст пояснювальної записки МКР та ілюстраційний матеріал у вигляді плакатів.

Підготовлені статі і доповіді на науково-технічні конференції.

## **7. Порядок приймання НДР та її етапів**

Подання результатів кожного етапу на розгляд наукового керівника.

Представлення остаточної редакції МКР на розгляд зав. кафедри БМГА та рецензента.

Захист МКР на засіданні ДЕК.

## **8. Вимоги до розроблення документації**

Звітна документація повинна містити: результати огляду літературних джерел, результати просторового моделювання висотної димової труби, результати визначення напружено-деформованого стану димової труби, результати дослідження питання стійкості та стійкості рівноваги, аналіз одержаних результатів, визначення економічного ефекту від впровадження результатів дослідження.

## **9. Вимоги щодо технічного захисту інформації з обмеженим доступом**

У зв'язку з тим, що інформація не є конфіденційною, заходи з її технічного захисту не передбачаються.

Влаштування фундаментів  
тов

**Додаток Б**  
**Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-1**  
**на Влаштування фундаментів мілкого закладання**  
**Влаштування фундаментів**

Основа:  
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 102,11371 тис. грн.  
Кошторисна трудомісткість 0,2222 тис.люд.-год.  
Кошторисна заробітна плата 11,27074 тис. грн.  
Середній розряд робіт 2,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на "11 грудня" 2019 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.		
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин		
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	E1-13-6	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,25 м3, група ґрунтів 3	1000м3	0,1055	<u>29972,66</u> 1081,20	<u>28891,46</u> 8476,09	3162,12	114,07	<u>3048,05</u> 894,23	25,5000	152,0480	<u>2,69</u> 16,04
2	EN8-2-2	Улаштування основи під фундаменти щебеневої	1 м3	16,3	<u>983,68</u> 106,75	<u>80,22</u> 26,31	16033,98	1740,03	<u>1307,59</u> 428,85	<u>2,4000</u> 0,5009		<u>39,12</u> 8,16
3	E7-1-3	Укладання блоків і плит стрічкових фундаментів при глибині котлована до 4 м, маса конструкцій до 3,5 т	100шт	0,18	<u>32086,07</u> 8700,57	<u>23385,50</u> 8316,54	5775,49	1566,1	<u>4209,39</u> 1496,98	<u>175,4500</u> 137,8801		<u>31,58</u> 24,82
4	& C111-82-1	Блоки та плити фундаментні	м3	21,92	<u>2884,22</u> -	-	63222,1	-	-	-	-	-
5	C147-1-18	Стрижнева арматура А-I, діаметр 18 мм	100кг	2,1892	<u>2530,53</u> -	-	5539,84	-	-	-	-	-
6	E1-166-2	Засипка вручну траншей, пазух котлованів і ям, група ґрунтів 2	100м3	0,4127	<u>6746,75</u> 6746,75	-	2784,38	2784,38	-	<u>165,2400</u> -		<u>68,19</u> -
7	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	0,4127	<u>1660,87</u> 854,84	<u>806,03</u> 262,77	685,44	352,79	<u>332,65</u> 108,45	<u>18,3600</u> 5,1175		<u>7,58</u> 2,11
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		Разом прямі витрати по кошторису					97203,35	6557,37	8897,68			149,16

	Разом будівельні роботи, грн.	97203,35		2928,51		51,13
	в тому числі:					
	вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.	81748,3				
	всього заробітна плата, грн.	9485,88				
	Загальновиробничі витрати, грн.	4910,36				
	трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.	21,91				
	заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.	1784,86				
	<b>Всього будівельні роботи, грн.</b>	<b>102113,71</b>				
	-----					
	<b>Всього по кошторису</b>	<b>102113,71</b>				
	Кошторисна трудоємність, люд.год.	222,2				
	Кошторисна заробітна плата, грн.	11270,74				

Склав

\_\_\_\_\_ *[посада, підпис ( ініціали, прізвище )]*

Перевірив

\_\_\_\_\_ *[посада, підпис ( ініціали, прізвище )]*

Влаштування фундаментів  
тов

**Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-2  
на Влаштування пальових фундаментів  
Влаштування фундаментів**

Основа:  
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 155,67845 тис. грн.  
Кошторисна трудомісткість 0,19735 тис.люд.-год.  
Кошторисна заробітна плата 10,23007 тис. грн.  
Середній розряд робіт 2,5 розряд

Складений в поточних цінах станом на "11 грудня" 2019 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	E1-13-6	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,25 м3, група ґрунтів 3	1000м3	0,1081	<u>29972,66</u> 1081,20	<u>28891,46</u> 8476,09	3240,04	116,88	<u>3123,16</u> 916,27	25,5000	2,76
2	E5-2-6	Заглиблення дизель-молотом на екскаваторі залізобетонних паль довжиною до 12 м у ґрунти групи 2	м3	5,4	<u>2553,62</u> 267,18	<u>2161,88</u> 254,00	13789,55	1442,77	<u>11674,15</u> 1371,6	5,1400	27,76
3	S1411-248 варіант 1	Призматичні залізобетонні палі довжиною 10 м, периметром 1200 мм	шт	60	<u>1583,74</u> -	-	95024,4	-	-	-	-
4	ЕН6-1-1	Улаштування бетонної підготовки бетон важкий В 7,5 (М 100), крупність заповнювача 20-40мм	100м3	0,0048	<u>200941,61</u> 6703,14	<u>1527,06</u> 628,42	964,52	32,18	<u>7,33</u> 3,02	<u>150,7000</u> 10,6641	<u>0,72</u> 0,05
5	ЕН6-1-6	Улаштування монолітного залізобетонного ростверку під стіну	100м3	0,0192	<u>238439,12</u> 21081,10	<u>5979,95</u> 2404,46	4578,03	404,76	<u>114,82</u> 46,17	<u>435,8300</u> 40,8984	<u>8,37</u> 0,79
6	E7-1-3	Укладання блоків і плит стрічкових фундаментів при глибині котлована до 4 м, маса конструкцій до 3,5 т	100шт	0,04	<u>32086,07</u> 8700,57	<u>23385,50</u> 8316,54	1283,44	348,02	<u>935,42</u> 332,66	<u>175,4500</u> 137,8801	<u>7,02</u> 5,52
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
7	& С111-82-1	Блоки та плити фундаментні	м3	8,96	<u>2884,22</u> -	-	25842,61	-	-	-	-

8	C147-1-18	Стрижнева арматура А-I, діаметр 18 мм	100кг	1,055	<u>2530,53</u>	-	2669,71	-	-	-	-
9	E1-166-2	Засипка вручну траншей, пазух котлованів і ям, група ґрунтів 2	100м3	0,466	<u>6746,75</u>	-	3143,99	3143,99	-	<u>165,2400</u>	<u>77</u>
10	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	0,466	<u>1660,87</u>	<u>806,03</u>	773,97	398,36	<u>375,61</u>	<u>18,3600</u>	<u>8,56</u>
					<u>854,84</u>	<u>262,77</u>			<u>122,45</u>	<u>5,1175</u>	<u>2,38</u>
		Разом прями витрати по кошторису					151310,26	5886,96	<u>16230,49</u>		<u>132,19</u>
		Разом будівельні роботи, грн.					151310,26		<u>2792,17</u>		<u>46,13</u>
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					129192,81				
		всього заробітна плата, грн.					8679,13				
		Загальновиробничі витрати, грн.					4368,19				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.					19,03				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					1550,94				
		<b>Всього будівельні роботи, грн.</b>					<b>155678,45</b>				
		-----									
		<b>Всього по кошторису</b>					<b>155678,45</b>				
		<b>Кошторисна трудоємність, люд.год.</b>					<b>197,35</b>				
		<b>Кошторисна заробітна плата, грн.</b>					<b>10230,07</b>				

Склав

\_\_\_\_\_ [посада, підпис ( ініціали, прізвище )]

Перевірів

\_\_\_\_\_ [посада, підпис ( ініціали, прізвище )]

Влаштування фундаментів  
тов

**Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-3  
на Влаштування фундаменту із бурових паль  
Влаштування фундаментів**

Основа:  
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 194,3509 тис. грн.  
Кошторисна трудомісткість 1,43093 тис.люд.-год.  
Кошторисна заробітна плата 79,14313 тис. грн.  
Середній розряд робіт 3,7 розряд

Складений в поточних цінах станом на "11 грудня" 2019 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1 & E4-8-3-11		Улаштування залізобетонних бурових паль довжиною 8,35 м, Ø800 мм у ґрунтах II групи під захистом обсадної труби	м3	12,59	<u>12473,56</u> 1725,84	<u>9882,65</u> 3673,02	157042,12	21728,33	<u>124422,56</u> 46243,32	<u>34,0000</u> 68,7630	<u>428,06</u> 865,73
2	C147-4-20	Стрижнева арматура А-III, діаметр 20 мм	100кг	1,6155	<u>2645,67</u> -	- -	4274,08	-	- -	- -	- -
Разом прямі витрати по кошторису							161316,2	21728,33	<u>124422,56</u> 46243,32		<u>428,06</u> 865,73
Разом будівельні роботи, грн.							161316,2				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							15165,31				
всього заробітна плата, грн.							67971,65				
Загальновиробничі витрати, грн.							33034,7				
трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год.							137,14				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.							11171,48				
<b>Всього будівельні роботи, грн.</b>							<b>194350,9</b>				



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		-----										
		<b>Всього по кошторису</b>						<b>194350,9</b>				
		Кошторисна трудомісткість, люд.год.						<b>1430,93</b>				
		Кошторисна заробітна плата, грн.						<b>79143,13</b>				

Склав

\_\_\_\_\_
  
[посада, підпис ( ініціали, прізвище )]

Перевірив

\_\_\_\_\_
  
[посада, підпис ( ініціали, прізвище )]

## Додаток В

Форма № КБ-6

Найменування і адреса будівництва - Житловий будинок

Найменування об'єкту - Житловий будинок в м. Вінниця

Замовник - .

Шифр об'єкту -

Контракт №

від р.

Кошторисна вартість тис. грн.

Будівельний об'єм

**ЖУРНАЛ ОБЛІКУ ВИКОНАНИХ РОБІТ  
за 2017 рік ( по кварталам року )**

№ п/п	Найменування локальних кошторисів, конструктивних елементів, робіт, витрат	Шифр і номер позиції, нормативу	Одиниця виміру	Вартість одиниці за кошторисом, грн.	Кількість						Разом за рік
					Всього по кошторису	Залишок на початок року	Фактично виконано				
							За 1-й квартал	За 2-й квартал	За 3-й квартал	За 4-й квартал	
1	2	3	4	5	6/7	8/9	10/11	12/13	14/15	16/17	18/19
<b>Локальний кошторис 2-1-1 на 1-й поверх</b>											
1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	E8-6-1	м3	209,58	<u>289,62</u> 60699	<u>289,62</u> 60699	<u>289,62</u> 60699	-	-	-	<u>289,62</u> 60699
2	Установлення перегородок із гіпсових плит товщиною 100 мм в 1 шар при висоті поверху до 4 м	E8-24-1	100м2	2737,08	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	-	-	-	<u>2,2</u> 6022
3	Укладання перемичок масою до 0,3 т	E7-44-10	100шт	1084,82	<u>0,52</u> 564	<u>0,52</u> 564	<u>0,52</u> 564	-	-	-	<u>0,52</u> 564
4	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	E7-47-4	100шт	9317,47	<u>0,04</u> 373	<u>0,04</u> 373	<u>0,04</u> 373	-	-	-	<u>0,04</u> 373
5	Установлення сходових площадок масою більше 1 т	E7-47-2	100шт	10209,47	<u>0,04</u> 408	<u>0,04</u> 408	<u>0,04</u> 408	-	-	-	<u>0,04</u> 408
6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 5 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	E7-45-5	100шт	7995,25	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	-	-	-	<u>0,64</u> 5117
<b>Локальний кошторис 2-1-2 на 2-ий поверх</b>											
1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	E8-6-1	м3	209,58	<u>289,62</u> 60699	<u>289,62</u> 60699	<u>289,62</u> 60699	-	-	-	<u>289,62</u> 60699
1	2	3	4	5	6/7	8/9	10/11	12/13	14/15	16/17	18/19

2	Установлення перегородок із гіпсових плит товщиною 100 мм в 1 шар при висоті поверху до 4 м	E8-24-1	100м2	2737,08	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	-	-	-	<u>2,2</u> 6022
3	Укладання перемичок масою до 0,3 т	E7-44-10	100шт	1084,82	<u>0,45</u> 488	<u>0,45</u> 488	<u>0,45</u> 488	-	-	-	<u>0,45</u> 488
4	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	E7-47-4	100шт	9317,47	<u>0,04</u> 373	<u>0,04</u> 373	<u>0,04</u> 373	-	-	-	<u>0,04</u> 373
5	Установлення сходових площадок масою більше 1 т	E7-47-2	100шт	10209,47	<u>0,04</u> 408	<u>0,04</u> 408	<u>0,04</u> 408	-	-	-	<u>0,04</u> 408
6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 5 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	E7-45-5	100шт	7995,25	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	-	-	-	<u>0,64</u> 5117
<b>Локальний кошторис 2-1-3 на 3-й поверх</b>											
1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	E8-6-1	м3	209,58	<u>289,62</u> 60699	<u>289,62</u> 60699	<u>289,62</u> 60699	-	-	-	<u>289,62</u> 60699
2	Установлення перегородок із гіпсових плит товщиною 100 мм в 1 шар при висоті поверху до 4 м	E8-24-1	100м2	2737,08	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	-	-	-	<u>2,2</u> 6022
3	Укладання перемичок масою до 0,3 т	E7-44-10	100шт	1084,82	<u>0,45</u> 488	<u>0,45</u> 488	<u>0,45</u> 488	-	-	-	<u>0,45</u> 488
4	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	E7-47-4	100шт	9317,47	<u>0,04</u> 373	<u>0,04</u> 373	<u>0,04</u> 373	-	-	-	<u>0,04</u> 373
5	Установлення сходових площадок масою більше 1 т	E7-47-2	100шт	10209,47	<u>0,04</u> 408	<u>0,04</u> 408	<u>0,04</u> 408	-	-	-	<u>0,04</u> 408
6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 5 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	E7-45-5	100шт	7995,25	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	-	-	-	<u>0,64</u> 5117
<b>Локальний кошторис 2-1-4 на 4-й поверх</b>											
1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	E8-6-1	м3	209,58	<u>289,62</u> 60699	<u>289,62</u> 60699	<u>289,62</u> 60699	-	-	-	<u>289,62</u> 60699
2	Установлення перегородок із гіпсових плит товщиною 100 мм в 1 шар при висоті поверху до 4 м	E8-24-1	100м2	2737,08	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	-	-	-	<u>2,2</u> 6022
3	Укладання перемичок масою до 0,3 т	E7-44-10	100шт	1084,82	<u>0,45</u> 488	<u>0,45</u> 488	<u>0,45</u> 488	-	-	-	<u>0,45</u> 488
1	2	3	4	5	6/7	8/9	10/11	12/13	14/15	16/17	18/19
4	Установлення сходових маршів без	E7-47-4	100шт	9317,47	<u>0,04</u>	<u>0,04</u>	<u>0,04</u>	-	-	-	<u>0,04</u>

5	зварювання масою більше 1 т Установлення сходових площадок масою більше 1 т	E7-47-2	100шт	10209,47	373 0,04 408	373 0,04 408	373 0,04 408	- - -	- - -	- - -	373 0,04 408
6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 5 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	E7-45-5	100шт	7995,25	0,64 5117	0,64 5117	0,64 5117	- -	- -	- -	0,64 5117
<b>Локальний кошторис 2-1-5 на 5-й поверх</b>											
1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	E8-6-1	м3	209,58	289,62 60699	289,62 60699	289,62 60699	- -	- -	- -	289,62 60699
2	Установлення перегородок із гіпсових плит товщиною 100 мм в 1 шар при висоті поверху до 4 м	E8-24-1	100м2	2737,08	2,2 6022	2,2 6022	2,2 6022	- -	- -	- -	2,2 6022
3	Укладання перемичок масою до 0,3 т	E7-44-10	100шт	1084,82	0,45 488	0,45 488	0,45 488	- -	- -	- -	0,45 488
4	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	E7-47-4	100шт	9317,47	0,04 373	0,04 373	0,04 373	- -	- -	- -	0,04 373
5	Установлення сходових площадок масою більше 1 т	E7-47-2	100шт	10209,47	0,04 408	0,04 408	0,04 408	- -	- -	- -	0,04 408
6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 5 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	E7-45-5	100шт	7995,25	0,64 5117	0,64 5117	0,64 5117	- -	- -	- -	0,64 5117
<b>Локальний кошторис 2-1-6 на 6-й поверх</b>											
1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	E8-6-1	м3	209,58	289,62 60699	289,62 60699	289,62 60699	- -	- -	- -	289,62 60699
2	Установлення перегородок із гіпсових плит товщиною 100 мм в 1 шар при висоті поверху до 4 м	E8-24-1	100м2	2737,08	2,2 6022	2,2 6022	2,2 6022	- -	- -	- -	2,2 6022
3	Укладання перемичок масою до 0,3 т	E7-44-10	100шт	1084,82	0,45 488	0,45 488	0,45 488	- -	- -	- -	0,45 488
4	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	E7-47-4	100шт	9317,47	0,04 373	0,04 373	0,04 373	- -	- -	- -	0,04 373
5	Установлення сходових площадок масою більше 1 т	E7-47-2	100шт	10209,47	0,04 408	0,04 408	0,04 408	- -	- -	- -	0,04 408
1	2	3	4	5	6/7	8/9	10/11	12/13	14/15	16/17	18/19
6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 5 м2 [для будівництва в районах із	E7-45-5	100шт	7995,25	0,64 5117	0,64 5117	0,64 5117	- -	- -	- -	0,64 5117

сейсмічністю до 6 балів]											
<b>Локальний кошторис 2-1-7 на 7-й поверх</b>											
1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	E8-6-1	м3	209,58	<u>289,63</u> 60701	<u>289,63</u> 60701	<u>289,63</u> 60701	-	-	-	<u>289,63</u> 60701
2	Установлення перегородок із гіпсових плит товщиною 100 мм в 1 шар при висоті поверху до 4 м	E8-24-1	100м2	2737,08	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	-	-	-	<u>2,2</u> 6022
3	Укладання перемичок масою до 0,3 т	E7-44-10	100шт	1084,82	<u>0,45</u> 488	<u>0,45</u> 488	<u>0,45</u> 488	-	-	-	<u>0,45</u> 488
4	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	E7-47-4	100шт	9317,47	<u>0,04</u> 373	<u>0,04</u> 373	<u>0,04</u> 373	-	-	-	<u>0,04</u> 373
5	Установлення сходових площадок масою більше 1 т	E7-47-2	100шт	10209,47	<u>0,04</u> 408	<u>0,04</u> 408	<u>0,04</u> 408	-	-	-	<u>0,04</u> 408
6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 5 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	E7-45-5	100шт	7995,25	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	-	-	-	<u>0,64</u> 5117
<b>Локальний кошторис 2-1-8 на 8-й поверх</b>											
1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	E8-6-1	м3	209,58	<u>289,62</u> 60699	<u>289,62</u> 60699	<u>289,62</u> 60699	-	-	-	<u>289,62</u> 60699
2	Установлення перегородок із гіпсових плит товщиною 100 мм в 1 шар при висоті поверху до 4 м	E8-24-1	100м2	2737,08	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	-	-	-	<u>2,2</u> 6022
3	Укладання перемичок масою до 0,3 т	E7-44-10	100шт	1084,82	<u>0,45</u> 488	<u>0,45</u> 488	<u>0,45</u> 488	-	-	-	<u>0,45</u> 488
4	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	E7-47-4	100шт	9317,47	<u>0,04</u> 373	<u>0,04</u> 373	<u>0,04</u> 373	-	-	-	<u>0,04</u> 373
5	Установлення сходових площадок масою більше 1 т	E7-47-2	100шт	10209,47	<u>0,04</u> 408	<u>0,04</u> 408	<u>0,04</u> 408	-	-	-	<u>0,04</u> 408
6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 5 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	E7-45-5	100шт	7995,25	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	-	-	-	<u>0,64</u> 5117

1	2	3	4	5	6/7	8/9	10/11	12/13	14/15	16/17	18/19
	<b>Локальний кошторис 2-1-9 на 9-й поверх</b>										
1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	E8-6-1	м3	209,58	<u>289,62</u> 60699	<u>289,62</u> 60699	<u>289,62</u> 60699	- -	- -	- -	<u>289,62</u> 60699
2	Установлення перегородок із гіпсових плит товщиною 100 мм в 1 шар при висоті поверху до 4 м	E8-24-1	100м2	2737,08	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	<u>2,2</u> 6022	- -	- -	- -	<u>2,2</u> 6022
3	Укладання перемичок масою до 0,3 т	E7-44-10	100шт	1084,82	<u>0,45</u> 488	<u>0,45</u> 488	<u>0,45</u> 488	- -	- -	- -	<u>0,45</u> 488
4	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	E7-47-4	100шт	9317,47	<u>0,04</u> 373	<u>0,04</u> 373	<u>0,04</u> 373	- -	- -	- -	<u>0,04</u> 373
5	Установлення сходових площадок масою більше 1 т	E7-47-2	100шт	10209,47	<u>0,04</u> 408	<u>0,04</u> 408	<u>0,04</u> 408	- -	- -	- -	<u>0,04</u> 408
6	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 5 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	E7-45-5	100шт	7995,25	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	- -	- -	- -	<u>0,64</u> 5117
	<b>Локальний кошторис 2-1-10 на орище</b>										
1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху до 4 м	E8-6-1	м3	209,58	<u>146,95</u> 30798	<u>146,95</u> 30798	<u>146,95</u> 30798	- -	- -	- -	<u>146,95</u> 30798
2	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 5 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	E7-45-5	100шт	7995,25	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	<u>0,64</u> 5117	- -	- -	- -	<u>0,64</u> 5117

Склав \_\_\_\_\_

Перевірив \_\_\_\_\_

"ПОГОДЖЕНО"

Виконавець робіт \_\_\_\_\_