

Міністерство освіти і науки України

Тернопільський національний технічний університет  
імені Івана Пулюя

*Кафедра будівельної механіки*

# **Механіка ґрунтів, основи і фундаменти**

## **Методичні вказівки**

для виконання курсового проєкту  
студентів освітнього рівня “бакалавр”  
спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”  
на тему

**Проєктування фундаментів  
мілкового закладання  
та пальових фундаментів**

Тернопіль  
2023

**УДК 624.131.1**  
**П 11**

Укладачі:

**Підгурський М. І.**, доктор технічних наук, професор кафедри будівельної механіки

**Підгурський І. М.**, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельної механіки

Рецензенти:

**Клименко Є.В.**, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри залізобетонних конструкцій та транспортних споруд Одеської державної академії будівництва та архітектури

**Конончук О. П.**, кандидат технічних наук, доцент кафедри будівельної механіки Тернопільського національного технічного університету імені Івана Пулюя

*Розглянуто та затверджено на засіданні кафедри будівельної механіки, протокол № 1 від 31.08.2023 р.*

*Схвалено й рекомендовано до друку на засіданні методичної комісії факультету інженерії машин, споруд та технологій, протокол № 1 від 31.08.2023 р.*

**Підгурський М.І.**

**П 11** Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. Методичні вказівки для виконання курсового проєкту студентів освітнього рівня “бакалавр” спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія” на тему: “Проектування фундаментів мілкового закладання та паливових фундаментів” /М.І. Підгурський, І.М. Підгурський – Тернопіль: ТНТУ ім І. Пулюя, 2023. – 140 с.

# Зміст

Вступ .....	7
1. Загальні вказівки до виконання курсового проекту .....	10
2. Склад і обсяг курсового проекту .....	10
2.1. Мета та склад курсового проекту .....	10
2.2. Архітектурно-планувальне завдання (вихідні дані) .....	11
2.3. Дані інженерно-геологічних вишукувань .....	11
2.4. Розрахунок фундаментів на природній основі .....	11
2.5. Розрахунок пальового фундаменту .....	11
2.6. Графічна частина проекту .....	12
3. Інженерно-геологічні вишукування .....	12
3.1. Прив'язка будівлі до топографічної карти будівельної площадки .....	12
3.2. Побудова геологічного розрізу .....	13
3.3. Визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів та складання зведеної таблиці .....	14
3.3.1. Фізичні характеристики, що визначаються дослідним шляхом .....	14
3.3.2. Фізичні характеристики, що визначаються розрахунком .....	16
3.3.3. Механічні характеристики .....	19
4. Розрахунок фундаменту на природній основі .....	23
4.1. Вихідні дані .....	23
4.2. Визначення глибини закладення фундаменту .....	23
4.2.1. Визначення розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунту .....	24
4.2.2. Врахування конструктивних особливостей будівлі .....	27
4.2.3. Оцінка ґрунтової товщі як природної основи .....	30
4.3. Розрахунок розмірів ширини підшви фундаменту на природній основі .....	32
4.3.1. Вихідні дані .....	32
4.3.2. Розрахунок умовної ширини підшви фундаменту .....	32
4.3.3. Визначення розрахункового опору ґрунту .....	33
4.3.4. Основна розрахункова схема фундаменту .....	36

4.3.5. Визначення ступеня завантаження позацентрово прикладених навантажень і раціональної форми подошви фундаменту .....	38
4.3.6. Конструювання фундаментів (остаточне) .....	40
4.4. Перевірка напружень під подошвою фундаменту .....	43
4.4.1. Центральний навантажений фундамент .....	43
4.4.2. Позацентрово навантажений фундамент.....	44
4.5. Розрахунок осідання фундаменту .....	45
5. Розрахунок пальових фундаментів .....	53
5.1. Вихідні дані .....	53
5.2. Розрахунок необхідної довжини паль.....	54
5.3. Визначення розрахункового навантаження на одну палю .....	55
5.4. Визначення попередньої кількості паль у ростверку.....	60
5.5. Конструювання ростверку .....	60
5.6. Уточнення кількості паль у ростверку.....	61
5.7. Визначення фактичного навантаження на палю .....	62
5.8. Визначення величин умовної ширини $B_{ум}$ і довжини $L_{ум}$ подошви пального фундаменту.....	63
5.9. Перевірка величин нормальних напружень по подошві умовного пального фундаменту.....	64
5.9.1. Визначення розрахункового опору ґрунту.....	64
5.9.2. Перевірка напруження під подошвою умовного пального фундаменту .....	65
5.10. Розрахунок осідання пального фундаменту.....	66
6. Підбір фундаментних балок (рандбалок) .....	67
7. Приклад розрахунку фундаментів.....	70
7.1. Розрахунок основних характеристик ґрунтів.....	70
7.1.1. Вихідні дані на проектування .....	70
7.1.2. Дані інженерно-геологічних робіт .....	71
7.1.3. Розрахунок фізико-механічних і деформаційно-міцнісних характеристик ґрунту.....	73
7.2. Збір навантаження.....	76

7.2.1. Збір навантаження на зовнішню стіну .....	76
7.2.2. Збір навантаження під внутрішню стіну .....	78
7.3. Розрахунок стрічкового збірного залізобетонного фундаменту.....	80
7.3.1. Визначення глибини закладання фундаменту .....	80
7.3.2. Визначення розмірів стрічкового фундаменту під зовнішню стіну .....	82
7.3.3. Обчислюємо розміри підшви фундаменту під внутрішню стіну .....	84
7.3.4. Розрахунок осідання фундаменту під зовнішню стіну .....	86
7.3.5. Розрахунок осідання фундаменту під внутрішню стіну .....	90
7.4. Розрахунок пальових фундаментів .....	94
7.4.1. Вихідні дані .....	94
7.4.2. Визначення глибини закладання підшви ростверку .....	94
7.4.3. Вибір несучого шару ґрунту під нижнім кінцем палі .....	94
7.4.4. Вибір типу палі, її довжини та розмірів поперечного перерізу .....	94
7.4.5. Визначення розрахункового навантаження на одну палю .....	96
7.4.6. Визначення попередньої кількості паль у ростверку .....	98
7.4.7. Конструювання ростверку .....	98
7.4.8. Визначення фактичного навантаження на палю .....	99
7.4.9. Визначення величин умовної ширини $B_{ум}$ і довжини $L_{ум}$ підшви пального фундаменту.....	100
7.4.10. Визначення розрахункового опору ґрунту.....	102
7.4.11. Визначення середнього навантаження на підшву умовного фундаменту .....	103
7.4.12. Розрахунок осідання пального фундаменту .....	103
7.5. Розрахунок кошторису .....	106
7.5.1. Розрахунок кошторису для стрічкового фундаменту .....	106
7.5.2. Розрахунок кошторису для пального фундаменту .....	106
8. Приклад розрахунку фундаменту з використанням розрахункової системи ЛІРА.....	107
8.1. Вихідні дані на проектування .....	107
8.2. Фізичні та механічні характеристики ґрунтів.....	109

8.3. Розрахунок пальових фундаментів .....	110
8.3.1. Визначення глибини закладання фундаменту .....	110
8.3.2. Розрахунок пальово-плитного фундаменту для палі перерізом 300x300 .....	111
8.3.2.1. Конструювання ростверку .....	112
8.3.2.2. Визначення фактичного навантаження на палю .....	113
8.3.2.3. Визначення розрахункового навантаження на одну палю .....	113
8.3.2.4. Розрахунок осідання пальового фундаменту проводиться в системі ЛПРА.....	115
8.3.3. Розрахунок пальово-плитного фундаменту для палі перерізом 400x400 .....	120
8.3.3.1. Конструювання ростверку .....	120
8.3.3.2. Визначення фактичного навантаження на палю .....	120
8.3.3.3. Визначення розрахункового навантаження на одну палю .....	121
8.3.3.4. Розрахунок осідання пальового фундаменту проводиться в системі ЛПРА.....	123
Додаток 1.....	126
Додаток 2.....	127
Список літератури.....	138

## Вступ

«Механіка ґрунтів, основи і фундаменти» - це будівельна дисципліна, метою якої є вивчення питань проектування, встановлення фундаментів і їх основ для різних споруд. Які зводяться в різноманітних геологічних і гідрогеологічних умовах. Від правильно вибраних основ і конструкцій фундаментів, а також від якості їх влаштування залежить нормальна експлуатація будівель і споруд.

Проектування основ і фундаментів полягає у виборі основи, типу, конструкції і основних розмірів фундаментів і в спільному розрахунку основи і фундаменту як одної із частин споруди. Ця, на перший погляд, проста задача має ряд особливостей, що значно ускладнюють її розв'язання.

Основи, фундаменти й наземна конструкція нерозривно пов'язані між собою, взаємно впливають одне на одного і повинні розглядатись як єдина система. Деформації і стійкість ґрунтів основи залежать від особливості прикладання загрузки, від розмірів і конструкцій фундаменту і всієї споруди. В свою чергу, основні розміри, конструкція фундаменту і конструктивна схема споруди призначаються в залежності від геологічної будови будівельної площадки, стискуваності складаючих її ґрунтів, а також від тиску, який ґрунти можуть сприйняти. Задача ускладнюється ще тим, що на вибір основ і фундаментів крім конструктивного вирішення будівель і споруд великий вплив надають особливостям будівельного майданчика і умовам виконання робіт по влаштуванню основи і зведенні фундаментів, при чому на одному і тому ж майданчику можуть бути правочинні декілька варіантів проектних вирішень основ і фундаментів.

Проектувальники ведуть авторський нагляд за будівництвом, беруть участь в комісіях по прийому котловану, встановлюють відповідність природних умов умовам, прийнятим в проекті, дають дозвіл вести подальше будівництво. Якщо в процесі виконання робіт виникають непередбачувані ускладнення і зміни (наприклад, невідповідність природних умов прийнятих в проекті; наявність частин старих будівель; прорив підземних вод в котлован; наявність карста; деформації зведених частин споруд; інші аварійні ситуації), проектувальник разом із

геологами, будівельниками та іншими спеціалістами вияснюють причини, що викликали ускладнення будівництва і розробляють міри для швидкого їх усунення.

Дисципліна «Механіка ґрунтів, основи і фундаменти» є ніби зв'язуючим елементом між природними і технічними дисциплінами.

Знання геоморфології, інженерної геології, гідрогеології, кліматології і т. д. дозволяє оцінити існуючі природні умови будівельного майданчика і прогнозувати можливі їх зміни під впливом різних природних процесів і антропогенних впливів. Знання архітектури, будівельної механіки, будівельних конструкцій, технології, організації, економіки будівництва і т. д. дозволить всесторонньо оцінити особливості проектування будівель та споруд, його конструктивні рішення та чутливість до деформацій, намітити міри для зменшення цих деформацій і збільшення стійкості конструкції,

вибрати раціональний спосіб влаштування основи, і будівництва фундаменту, а також найбільш економічне вирішення всієї системи.

Помилки, допущені в оцінці існуючих і можливих змін природних умов на будівельному майданчику, неправильна загальна оцінка особливосте будівель та споруд і взаємодія їх конструкцій з ґрунтами основ можуть потягнути за собою розвиток недопустимих деформацій окремих частин або всієї будівлі чи споруди і навіть призвести до аварій.

Напруження, деформації, стійкість ґрунтів основ визначаються з використанням закономірностей і теоретичних рішень прикладної механіки ґрунтів.

Курс прикладної механіки ґрунтів є розділом загальної механіки, що розглядає механічні властивості ґрунтів як дисперсних тіл і умови їх роботи під впливом різних впливів. Рішення механіки ґрунтів базується на законах теорії пружності, пластичності, текучості і на закономірностях, властивим ґрунтам як дисперсним тілам.

В механіці ґрунтів для вирішення практичних задач, як і в інших розділах механіки, реальні умови роботи ґрунтів заміняють розрахунковими схемами і моделями. В цих схемах і моделях приймають різні припущення, що дозволяють



використовувати в рішенні математичний апарат.

Для отримання рішень в замкнутім виді математичні виклади часто вводять додаткові спрощення. В результаті розраховуються не самі конструкції, а їх розрахункові моделі. Правильність рішень залежить від відповідності розрахункових схем чи моделей реальним умовам роботи ґрунтів основ.

В будівельній справі рішення механіки ґрунтів використовується для проектування найрізноманітніших споруд. Вони застосовуються в промисловому і цивільному будівництві, гідротехнічному, залізнодорожньому і автодорожньому будівництві, будівництво аеродромів, космодромів, в гірській справі і т. д.

Використання в курсі «Механіка ґрунтів, основи і фундаменти» рішень механіки ґрунтів відповідає простим розрахунковим схемам із порівняно простим заляганням ґрунтів по глибині і довжині. Для більш складних напластувань ґрунтів в розрахункові схеми вводять додаткові спрощення і поправки. Вибір розрахункової схеми чи моделі і уточнення меж їх застосування є важливим етапом проектування.

Не дивлячись на деяку умовність розрахунків, нехтувати рішеннями механіки ґрунтів не слід. З їх допомогою можна, якщо не кількісно, то якісно оцінити особливості роботи ґрунтів і серій наступних розрахунків з різними даними встановити діапазон можливих змін шуканої величини.

## **1. Загальні вказівки до виконання курсового проєкту**

У цих методичних вказівках наведена методика для розрахунку і проектування фундаментів неглибокого закладення і пальових фундаментів в рамках виконання курсового проєкту з курсу «Механіка ґрунтів, основи і фундаменти» для студентів спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”.

На першому занятті студенти отримують від викладача бланк з вихідними даними для виконання курсового проєкту.

Отримавши персональне завдання, студенти повинні усвідомити поставлене перед ними завдання, детально ознайомившись з методичними вказівками. У цьому їм допоможуть лекції по курсу і практичні заняття, що проводяться керівником курсового проєкту. Приступивши до виконання курсового проєкту, студенти зобов'язані:

- дотримуватися графіка поетапного виконання завдання, визначається керівником роботи;
- самостійно працювати з літературою, рекомендованою для вивчення в методичних вказівках.

## **2. Склад і обсяг курсового проєкту**

### **2.1. Мета та склад курсового проєкту**

Метою курсового проєкту є:

- розробка варіанту фундаментів неглибокого закладення;
- розробка варіанту пальових фундаментів для цієї ж будівлі.

Курсовий проєкт складається з розрахунково-пояснювальної записки і одного аркуша креслення (формат А-1). У розрахунково-пояснювальній записці послідовно висвітлюються наступні питання.

## **2.2. Архітектурно-планувальне завдання (вихідні дані)**

- Дані про будівлю (тип і призначення, схематичне зображення на плані і в розрізі).
- Горизонтальна прив'язка споруди до заданої осі на топографічному плані будівельного майданчика.
- Конструктивне завдання (навантаження і вихідні ґрунтові умови).

## **2.3. Дані інженерно-геологічних вишукувань**

- Розташування на майданчику будівництва бурових свердловин.
- Літологічний склад ґрунтів з розрахунками фізико-механічних характеристик і класифікацією піщаних ґрунтів за щільністю складу, водонасиченню, а пілувато-глинистих – за видом і консистенцією.
- Побудова геологічного розрізу для заданих типів ґрунтових умов.
- Складання зведеної таблиці фізико-механічних характеристик.

## **2.4. Розрахунок фундаментів на природній основі**

Здійснення аналізу ґрунтової основи, визначення глибини закладення і конструювання розмірів фундаментів. Виконання необхідних перевірок. Розрахунок максимальних осідань проєктованих фундаментів.

## **2.5. Розрахунок пальового фундаменту**

Визначення глибини занурення, несучої здатності одиночної палі і їх необхідної кількості. Конструювання ростверку, визначення фактичної навантаження на одиночну палю і розрахунок пальового фундаменту за деформаціями.

## **2.6. Графічна частина проекту**

Виконується на аркуші креслярського паперу формату А-1. Ця частина курсового проекту включає в себе: план фундаментів на природній основі (масштаб 1:100, 1:200); для збірних фундаментів приводять розкладку фундаментних плит і блоків, монолітних ділянок (масштаб 1:25-1:50); збільшені фрагменти планів окремих фундаментів і їх перетину (масштаб 1:20, 1:25); сумісний план пальового поля і ростверків; перерізи пальових фундаментів; специфікації збірних елементів, монолітних фундаментів на природній основі і пальових; примітки до креслення.

## **3. Інженерно-геологічні вишукування**

### **3.1. Прив'язка будівлі до топографічної карти будівельної площадки**

В архітектурно-планувальне завдання на проектування входить фрагмент генплану, на якому показано місце розташування планової будівлі або споруди.

Етап інженерно-геологічних вишукувань починаємо з планування місць розташування свердловин (або шурфів) в районі майданчика будівництва для отримання вірогідних даних про склад і властивості ґрунтів, що залягають в основі планової будівлі або споруди.

На прийнятому за заданим варіантом курсового проекту фрагменті топографічного плану майданчика будівництва здійснюємо прив'язку проекрованої будівлі до однієї з осей I-I...III-III (прийнятої також за варіантом курсового завдання). При цьому задану вісь I-I...III-III приймаємо за вісь симетрії до основної частини проекрованої будівлі.

Схему будівлі приймаємо за варіантом завдання на проектування.

Прив'язку до плану 4-х бурових розвідувальних свердловин здійснюємо, розташували їх, наприклад, по умовному прямокутнику навколо будівлі, відступивши від кутів по 1,5 м в кожному напрямку.

Далі необхідно визначити інтерполяційним методом по горизонталях

топографічної карти завдання абсолютні позначки усть розвідувальних свердловин № 1-4 і показати їх на плані. Також слід розрахувати довжину ( $L_{\text{буд}})$ , ширину ( $B_{\text{буд}}$ ) будівлі і відстані між окремими геологічними свердловинами за формулами  $L = L_{\text{св}} + 2 \times 1,5$  м і  $B = B_{\text{св}} + 2 \times 1,5$  м.

Приклад можливої прив'язки будівлі до місцевості показано на рис.1. У пояснювальній записці курсового проекту графічне зображення фрагмента прив'язки будівлі до місцевості показати на форматі А-4.

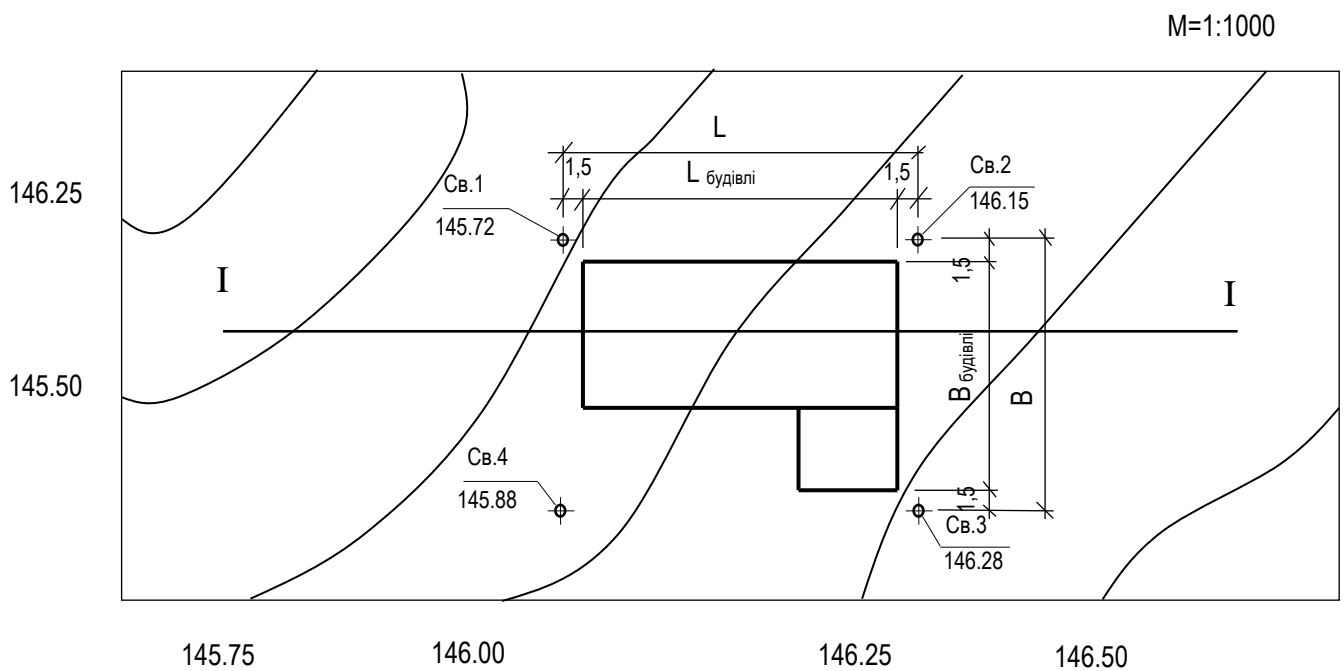


Рисунок 1 – Прив'язка будівлі та інженерно-геологічних розвідувальних свердловин до топографічної карти району будівництва

### 3.2. Побудова геологічного розрізу

Геологічний розріз будують на аркуші міліметрівки (форматом А3) за вихідними даними буріння 4-х свердловин, і топографічним планом розробленим згідно з п. 3.1.

З точки зору побудови, геологічний розріз є собою проекцією геологічних структур на вертикальну площину, що перетинає ґрунтову товщу майданчика будівництва через стволи розвідувальних свердловин.

Окремі шари гірських порід на розрізі зображують відповідно прийнятим умовним позначенням літологічних різновидів ґрунтів.

На кресленні вказують абсолютні відмітки глибин розташування меж кожного окремого інженерно-геологічного елемента (ІГЕ), показують рівень розташування підземних вод. Всі геологічні шари нумеруються зверху вниз.

Показати місця відбору зразків ґрунту для лабораторних досліджень і глибини їх відбору в м від устя свердловини.

Приклад графічного зображення геологічного розрізу зображений на рис. 2.

### **3.3. Визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів і складання зведеної таблиці**

Зведену таблицю літологічного складу і фізико-механічних характеристик ґрунтів складаємо на підставі фізичних характеристик, прийнятих за вихідними даними проектного завдання [1] і розрахунковими, а також механічних характеристик, які визначаються за таблицями нормативної літератури [3, 6], приклад див. табл. 1.

#### **3.3.1. Фізичні характеристики, що визначаються дослідним шляхом**

- Вологість ґрунтів,  $w, \%$  або в частинах.
- Питома вага ґрунту,  $\gamma, \text{кН/м}^3$ .
- Питома вага часток,  $\gamma_s, \text{кН/м}^3$ .
- Вологість на границі розкочування,  $w_p, \%$ .
- Вологість на границі текучості,  $w_L, \%$ .

# Геологічний розріз

М<sub>Г</sub> 1 : 1000; М<sub>В</sub> 1 : 100;

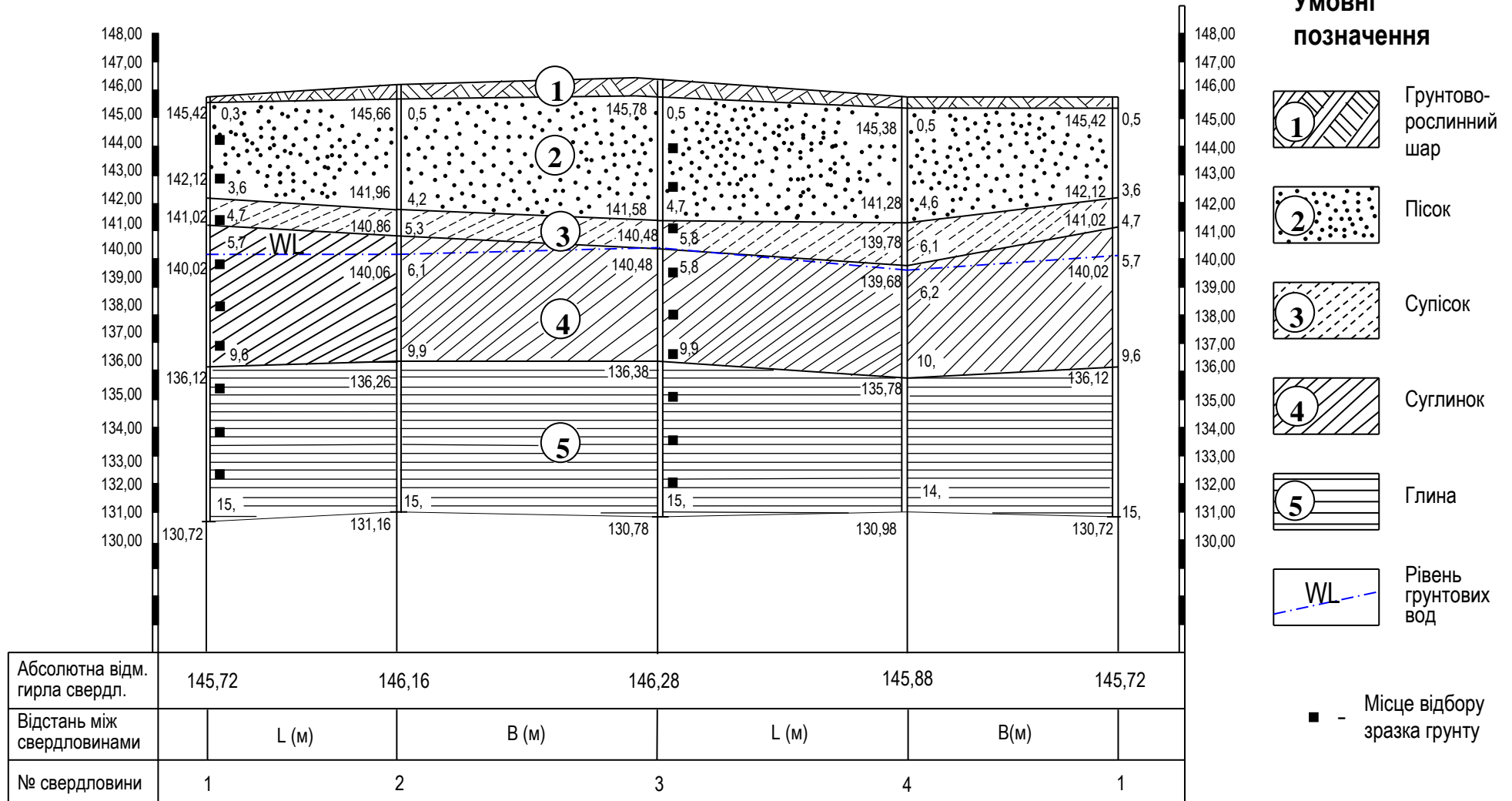


Рисунок 2 – Геологічний розріз

### 3.3.2. Фізичні характеристики, що визначаються розрахунком

- Питома вага сухого ґрунту,  $\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w}$ , кН/м<sup>3</sup>.
- Коефіцієнт пористості,  $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$ .
- Пористість,  $n = (1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}) \cdot 100\%$ , %.
- Питома вага ґрунту, насиченого водою,  $\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$ , кН/м<sup>3</sup>.
- Число пластичності,  $I_p = w_L - w_P$ , %.
- Показник текучості,  $I_L = \frac{w_L - w_P}{I_P}$ .
- Ступінь вологості,  $S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$ ,

де значення вологості ( $w$ ) підставляються в частках одиниці;

$\gamma_w$  – питома вага води, що дорівнює 10 кН/м<sup>3</sup>.

У процесі розрахунку фізичних характеристик ґрунтів повинна бути виконана їх класифікація відповідно до вимог табл. 7, 10, 11, 13 [6], або таблиць, наведених нижче, в тому числі:

- пилувато-глинистих ґрунтів з вигляду згідно з табл. 2;
- за водомісткістю піщаних ґрунтів – табл. 3;
- за консистенцією пилувато-глинистих ґрунтів – табл. 4;
- за щільності складення піщаних ґрунтів – табл. 5.



Таблиця 1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів для фундаментів на природній основі

№ інженерно-геологічного елемента	Назва елемента	Природна вологість, $w$ , %	Вологість на границі пластичності, $w_p$ , %	Вологість на границі плинності, $w_L$ , %	Число пластичності, $I_p$ , %	Показник плинності, $I_L$	Питома вага ґрунту, $\gamma_{п}$ , кН/м <sup>3</sup>	Питома вага частинок, $\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	Питома вага сухого ґрунту, $\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup>	Коефіцієнт пористості, $e$	Пористість $p$ , %	Ступінь вологості, $S_r$	Питома вага ґрунту насиченою водою, $\gamma_{sb}$ , кН/м <sup>3</sup>	Кут внутрішнього тертя, $\varphi_{п}$ , градуси	Питоме зчеплення, $C_{п}$ , кПа	Модуль деформації в природному стані, $E$ , МПа	Умовний розрахунковий опір, $R_0$ , кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
ІГЕ-1	Ґрунтово-рослинний шар	До використання в якості природної основи не рекомендується															
ІГЕ -2	Пісок дрібний, жовтувато-сірий, маловологий																
ІГЕ -3	Супісок світло-коричневий, пластичний																
ІГЕ -4	Суглинок бурий, карбонатний, твердий																
ІГЕ -5	Глина бура з прожилками карбонатів, тугопластична																

Примітка: Дані таблиці 1 заповнюємо відповідно до індивідуального завдання на проектування [1].

Таблиця 2 – Класифікація пілувато-глинистих ґрунтів за видом

Тип пілувато-глинистих ґрунтів	Число пластичності $I_p$ , %
Супіски	$1 \leq I_p \leq 7$
Суглинки	$7 < I_p \leq 17$
Глини	$I_p > 17$

Таблиця 3 – Класифікація піщаних ґрунтів за ступенем вологості

Різновидність великоуламкових і піщаних ґрунтів за ступенем вологості	Ступінь вологості, $S_r$
Маловологі	$0 < S_r \leq 0,5$
Вологі	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насичені водою	$0,8 < S_r \leq 1$

Таблиця 4 – Класифікація пілувато-глинистих ґрунтів за консистенцією

Різновидність пілувато-глинистих ґрунтів за консистенцією	Показник текучості $I_L$
Супіски: Тверді Пластичні Текучі	$I_L < 0$ $0 \leq I_L \leq 1$ $I_L > 1$
Суглинки і глини: Тверді Напівтверді Тугопластичні М'якопластичні Текучопластичні Текучі	$I_L < 0$ $0 \leq I_L \leq 0,25$ $0,25 \leq I_L \leq 0,5$ $0,50 \leq I_L \leq 0,75$ $0,75 \leq I_L \leq 1$ $I_L > 1$

Таблиця 5 – Класифікація за щільністю піщаних ґрунтів

Різновид піску	Щільність піщаного ґрунту за коефіцієнтом $e$		
	щільні	середньої щільності	пухкі
Піски гравійні, крупні і середньої крупності	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Дрібні піски	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пилуваті піски	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

### 3.3.3. Механічні характеристики

Визначення механічних характеристик  $c_n$ ,  $\varphi_n$ ,  $E$  (нормативне значення) ґрунтів здійснюємо відповідно до вимог табл. 26-28, 46, 47 [6], або таблиць, наведених нижче, в тому числі:

Піщаних ґрунтів:

- питоме зчеплення  $c_n$ , кПа, кут внутрішнього тертя  $\varphi_n$ , град, і модуль деформації,  $E$ , МПа, згідно з табл. 9;
- умовний розрахунковий опір ґрунтів,  $R_o$ , кПа, згідно з табл. 8;

Таблиця 6 – Нормативні механічні характеристики  $c_n$ ,  $\varphi_n$ ,  $E$  для піщаних ґрунтів

Назва піщаних ґрунтів	Значення характеристики ґрунтів	Характеристика ґрунтів при коефіцієнті пористості $e$ , рівному			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравійні і крупні	$c_n$	2	1	-	-
	$\varphi_n$	43	40	38	-
	$E$	50	40	30	-
Середньої крупності	$c_n$	3	2	1	-
	$\varphi_n$	40	38	35	-
	$E$	50	40	30	-
Мілкі	$c_n$	6	4	2	-
	$\varphi_n$	38	36	32	28
	$E$	48	38	28	28
Пилуваті	$c_n$	8	6	4	2
	$\varphi_n$	36	34	30	26
	$E$	39	28	18	11

Таблиця 7 – Умовний розрахунковий опір піщаних ґрунтів

Піски	Значення $R_0$ , кПа, в залежності від щільності залягання пісків	
	щільні	середньої щільності
Крупні	600	500
Середньої крупності	500	400
Дрібні:		
маловологі	400	300
вологі і насичені вологою	300	200
Пилуваті:		
маловологі	300	250
вологі	200	150
насичені вологою	150	100

Таблиця 8 – Умовний розрахунковий опір пилувато-глинистих ґрунтів

Пилувато-глинисті ґрунти	Коефіцієнт пористості $e$	Значення $R_0$ , кПа, при показнику текучості ґрунту	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супіски	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глини	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

У розрахунках основ і фундаментів за деформаціями ґрунтового характеру позначаються:  $\rho_{\text{п}}$ ,  $\gamma_{\text{п}}$ ,  $\varphi_{\text{п}}$ ,  $c_{\text{п}}$  і т.д., а їх розрахункові значення допускається приймати рівними нормативним.

Таблиця 9 – Нормативні механічні характеристики  $c_n$  (кПа) та  $\varphi_n$  (град.) для пилувато-глинистих ґрунтів

Найменування ґрунтів і межі нормативних значень показників текучості		Позначення характеристик ґрунтів	Характеристики ґрунтів при коефіцієнті пористості $e$						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,25$	$c_n$	21	17	15	13	–	–	–
		$\varphi_n$	30	29	27	24	–	–	–
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	$c_n$	19	15	13	11	9	–	–
		$\varphi_n$	28	26	24	21	18	–	–
Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	$c_n$	47	37	31	25	22	19	–
		$\varphi_n$	26	25	24	23	22	20	–
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$c_n$	39	34	28	23	18	15	–
$\varphi_n$		24	23	22	21	19	17	–	
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	$c_n$	–	–	25	20	16	14	12
		$\varphi_n$	–	–	19	18	16	14	12
Глини	$0 \leq I_L \leq 0,25$	$c_n$	–	81	68	54	47	41	36
		$\varphi_n$	–	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	$c_n$	–	–	57	50	43	37	32
$\varphi_n$		–	–	18	17	16	14	11	
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	$c_n$	–	–	45	41	36	33	29
		$\varphi_n$	–	–	15	14	12	10	7

Таблиця 10 – Нормативні механічні характеристики  $E$ , для пілуватоглинистих ґрунтів

Походження і вік ґрунтів		Найменування ґрунтів і межі нормативних значень показників текучості		Модуль деформації ґрунтів $E$ , МПа, при коефіцієнті пористості $e$										
				0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05	1,2	1,4	1,6
Четвертинні відкладення	Алювіальні, Делювіальні, Озерні, Озерно-алювіальні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	32	24	16	10	7	–	–	–	–	–
		Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	34	27	22	17	14	11	–	–	–	–
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	–	32	25	19	14	11	8	–	–	–	–
			$0,5 < I_L \leq 0,75$	–	–	–	17	12	8	6	5	–	–	–
		Глини	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	–	28	24	21	18	15	12	–	–	–
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	–	–	–	21	18	15	12	9	–	–	–
	$0,5 < I_L \leq 0,75$		–	–	–	–	15	12	9	7	–	–	–	
	Флювіогляційні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	33	24	17	11	7	–	–	–	–	–
		Суглинки	$0 \leq I_L \leq 0,25$	–	40	33	27	21	–	–	–	–	–	–
			$0,25 < I_L \leq 0,5$	–	35	28	22	17	14	–	–	–	–	–
		$0,5 < I_L \leq 0,75$	–	–	–	17	13	10	7	–	–	–	–	
	Морені	Супіски, Суглинки	$I_L \leq 0,5$	75	55	45	–	–	–	–	–	–	–	
Юрські відкладення оксфордського ярусу	Глини	$0,25 \leq I_L < 0$	–	–	–	–	–	–	–	27	25	22	–	–
		$0 < I_L \leq 0,25$	–	–	–	–	–	–	–	24	22	19	15	–
		$0,25 < I_L \leq 0,5$	–	–	–	–	–	–	–	–	–	16	12	10

## 4. Розрахунок фундаменту на природній основі

### 4.1. Вихідні дані

- 1) Район будівництва.
- 2) Архітектурні об'ємно-планувальні рішення;

в тому числі:

- довжина, ширина, висота будівлі, наявність підвалу, глибина закладання підлоги підвалу;
  - призначення будівлі, призначення підвалу;
  - розміри основних конструктивних елементів (розміри в плані колон, ширина стін);
  - тип перекриття.
- 3) Навантаження на верхній обріз фундаменту:  $N_{II}$ ;  $M_{II}$ ;  $T_{II}$ .
  - 4) Ґрунтові умови до глибини 10-15 м (геологічна колонка, таблиця фізичних характеристик ґрунтів).

### 4.2. Визначення глибини закладення фундаменту

Глибина закладання фундаменту на природній основі має прийматися на підставі вимог [3, 6] виходячи з таких основних позицій:

- конструктивних особливостей будівлі (наявності підвалу, уніфікованих особливостей збірних елементів фундаментів, модульності частин монолітних фундаментів та ін.)  $d_k$ ;
- інженерно-геологічних умов майданчика будівництва (фізико-механічних властивостей ґрунтової основи);
- мінімальної величини глибини закладання фундаментів,  $d_{min} = 0,5$  м;
- гідрогеологічних умов майданчика будівництва;
- глибини сезонного промерзання ґрунтів  $d_f$ .

#### 4.2.1. Визначення розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунту

Розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту можна визначити за формулою:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} \quad (1)$$

Значення коефіцієнта  $k_h$  визначаємо за табл.11. Щоб скористатись цією таблицею, необхідно знати конструкцію підлоги і нормативний температурний режим першого поверху або підвального приміщення.

Таблиця 11 – Умовний розрахунковий опір піщаних ґрунтів

Особливості споруди	Коефіцієнт $k_h$ при розрахунковій середньодобовій температурі повітря в приміщенні, яке примикає до фундаменту, °С				
	0	5	10	15	20 і більше
Без підвалу з підлогами, влаштованими:					
на ґрунті	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по ґрунту	1	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленому цокольному перекриттю	1	1	0,9	0,8	0,7
З підвалом чи технічним підпіллям	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Величину нормативної глибини сезонного промерзання ґрунту –  $d_{fn}$  можна визначити двома способами:

Спосіб 1 – за формулою:

$$d_{fn} = d_o \cdot \sqrt{|M_t|}, \quad (2)$$



де  $d_o$  – величина, яка залежить від виду ґрунту, розташованого під подошвою проектованого фундаменту і приймається для суглинків – 0,23 м; супісків, пісків дрібних і пілуватих – 0,28 м; пісків гравійних крупних і середньої крупності – 0,3 м; великоуламкових ґрунтів – 0,34 м. Як ґрунтовий шар, що розташований під подошвою фундаменту, слід прийняти попередньо шар, що залягає на глибині приблизно: 1 – 2 м.

$M_t$  – безрозмірний коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних від’ємних температур у зимовий період в районі будівництва, приймаємо по [5].

Спосіб 2 – за картою ізогіпс – нормативної глибини промерзання пілувато-глинистих ґрунтів, згідно з [5] або рис. 3. Для супісків, дрібних та пілуватих пісків отримані за картою значення нормативної глибини промерзання потрібно збільшити на 20 %.

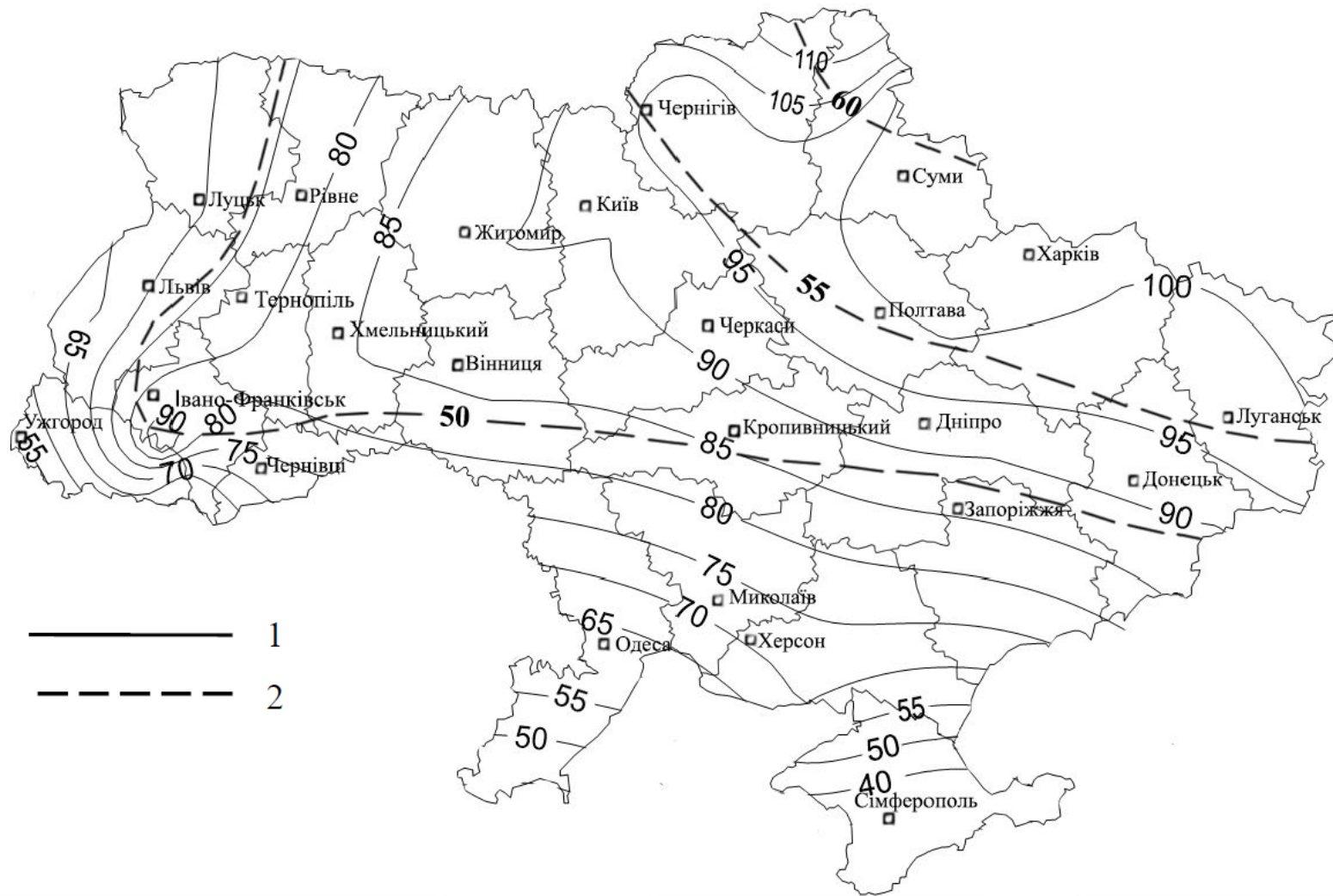


Рисунок 3 – Карта ізогіс нормативної глибини сезонного промерзання пилувато-глинистих ґрунтів (лінія 1) та кліматичного коефіцієнта  $\alpha_0$  (лінія 2).

#### 4.2.2. Врахування конструктивних особливостей будівлі

На даному етапі проектування здійснюємо попереднє конструювання фундаментів у вертикальному розрізі. Тип і розміри фундаменту приймаємо в залежності від конструктивних особливостей надземної частини будівлі, об'ємно-планувальних рішень по підземній частині, вимог, що діють до сортаментів збірних елементів фундаментів, вимог до модульності розмірів окремих частин монолітних фундаментів, розташування рівня горизонтальної гідроізоляції та підлоги підвалу стосовно підшви фундаменту та ін. Орієнтовне конструювання можна виконати відповідно до рис. 4 – 8.

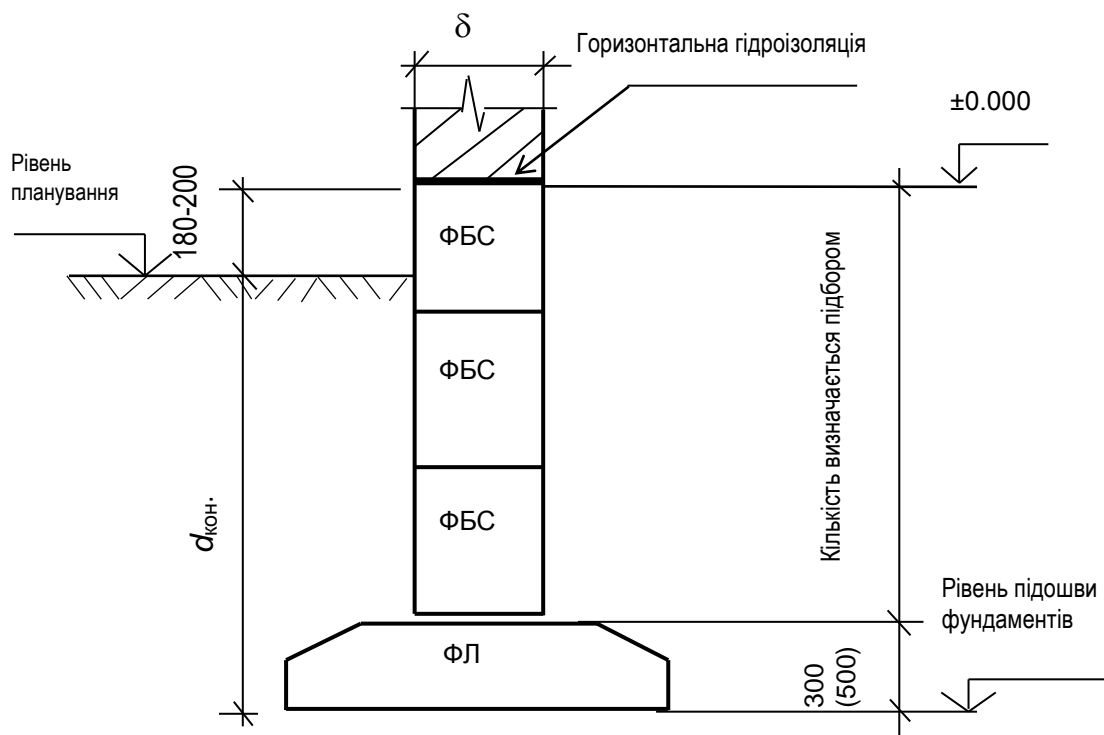


Рисунок 4 – Попереднє конструювання стрічкового фундаменту.  
Варіант збірного залізобетонного фундаменту для будівлі без підвалу

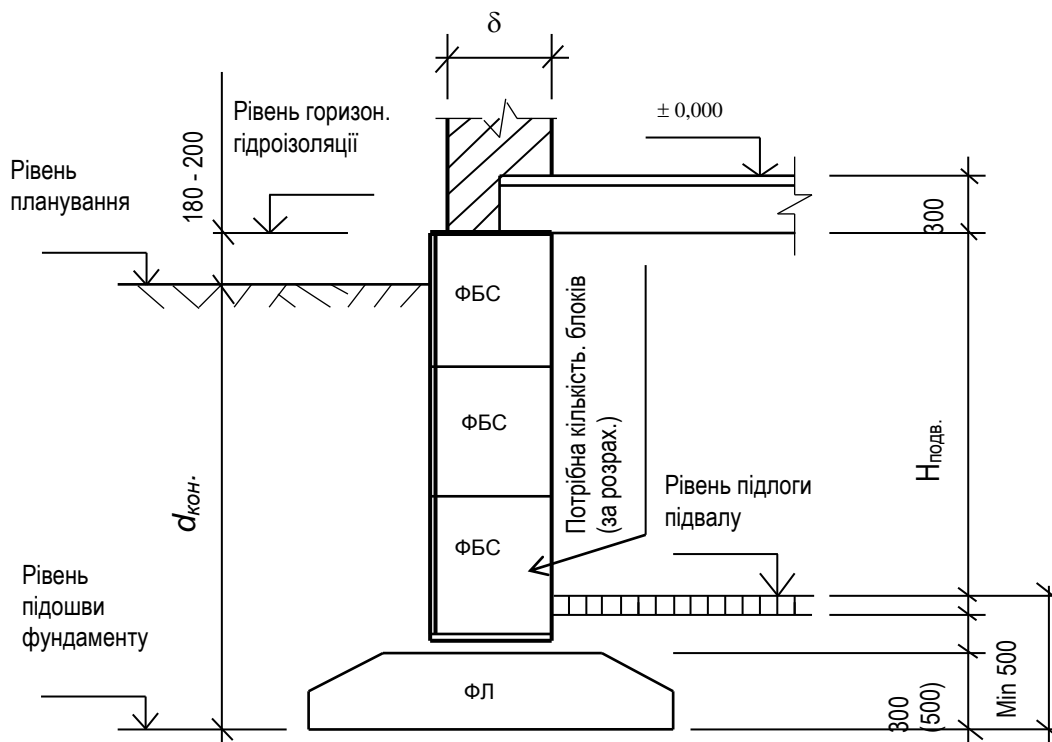


Рисунок 5 – Попереднє конструювання стрічкового фундаменту.  
Варіант збірного залізобетонного фундаменту для будівлі з підвалом

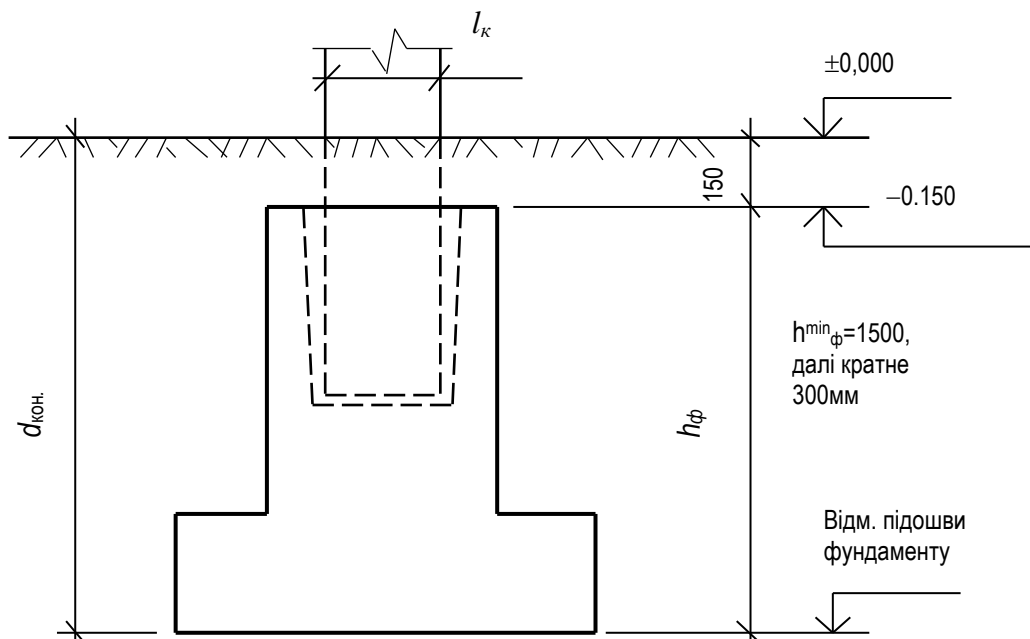


Рисунок 6 – Попереднє конструювання окремого (стовпчастого),  
монолітного фундаменту

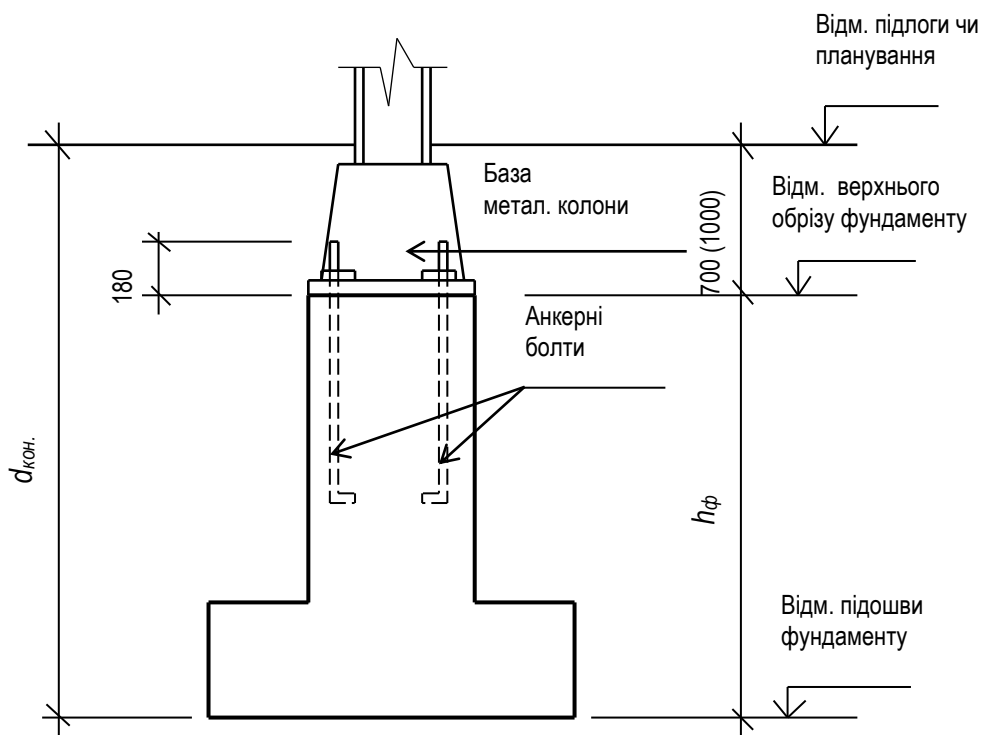


Рисунок 7 – Попереднє конструювання окремого (стовпчастого), монолітного фундаменту під металеву колону. Варіант без підвалу

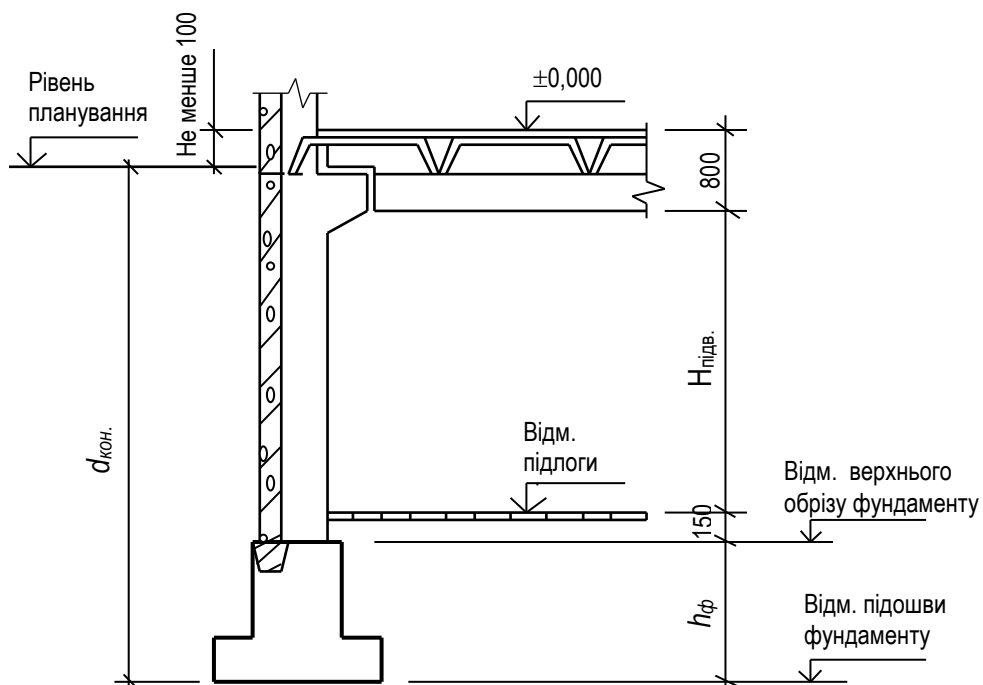


Рисунок 8 – Попереднє конструювання окремого (стовпчастого), монолітного фундаменту під збірну залізобетонну колону. Варіант з підвалом

Шукана величина глибини закладання фундаменту повинна бути більшою за будь-якою зі знайдених значень:  $d_f$ ,  $d_{\text{кон.}}$ ,  $d_{\text{min}}$ ; тобто повинна виконуватися умова  $d \geq \max \{d_{\text{кон.}}; d_f; d_{\text{min}}\}$

#### 4.2.3. Оцінка ґрунтової товщі як природної основи

Після встановлення глибини закладання фундаменту  $d$  здійснюємо перевірку допустимості використання підстилаючих ґрунтів як природної основи.

Оцінку будівельних властивостей ґрунтової основи проєктованих фундаментів визначаємо за даними, взятими з побудованого геологічного розрізу (рис.2) та зведеної табл. 1 фізико-механічних характеристик ґрунтів.

Для виконання оцінки властивостей основи фундаментів слід:

- 1) виключити з розгляду на геологічному розрізі геологічні шари, що є родючими (ґрунтово-рослинний шар);
- 2) позначити на геологічному розрізі умовну «червону» лінію планування (рис.9);
- 3) від лінії планування відкласти вниз у відповідному масштабі величину встановленої глибини закладання фундаменту –  $d$  і провести горизонтальну лінію. Ця лінія покаже положення підшви проєктованих фундаментів щодо нашарування ґрунтів на майданчику будівництва;
- 4) перевірити властивості ґрунтів, які розташовані під підшвою проєктованого фундаменту, на можливість їх використання в якості природної основи за даними табл. 12.

Якщо під підшвою проєктованого фундаменту виявляється ґрунт з табл. 12, то слід скоректувати величину  $d$  – поглибити закладання підшви фундаменту до геологічного шару з більш високими значеннями механічних характеристик.

Приклад перевірки з графічною побудовою наведений на рис. 9.

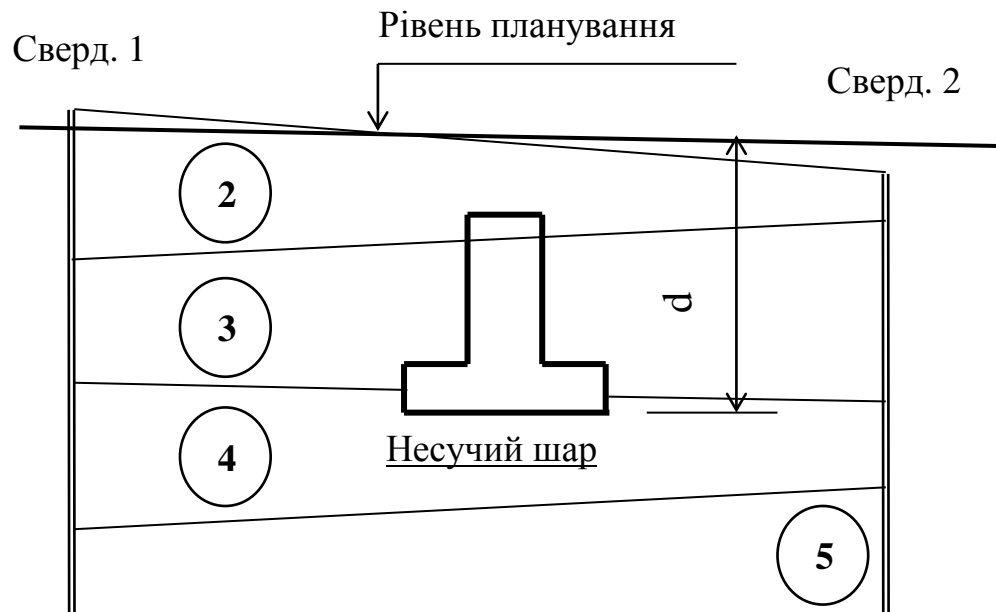


Рисунок 9 – До встановлення несучого шару ґрунтової основи проєктованого фундаменту

Таблиця 12 – Перелік ґрунтів, не рекомендованих для застосування в якості природної основи

№ з/п	Вид ґрунту, стан	Причина
1	Гумосові ґрунти (ґрунт, культурний шар)	Піддаються біохімічному розкладу, сильностиснуті
2	Органогенні ґрунти (торфи, мул, сапропелі)	Піддаються біохімічному розкладу, сильностиснуті
3	Ґрунти, що просідають	Здатність до наднормативних нерівномірних осідань
4	Сильностиснуті ґрунти з $E < 5$ МПа	Здатність до істотних осідань
5	Пухкі піски з коефіцієнтом пористості $e > 0,8$	Здатність до істотних осідань
6	Розпушені ґрунти з $\gamma < 16,5$ кН/м <sup>3</sup>	Здатність до істотних осідань
7	Пливуни	Маломіцні ґрунти
8	Пилувато-глинисті, текучопластичні і текучої консистенції з $I_L > 0,75$	Маломіцні ґрунти
9	Насипні ґрунти, з вмістом будівельного сміття	Здатність до наднормативних нерівномірних осідань

### 4.3. Розрахунок розмірів ширини підшви фундаменту на природній основі

#### 4.3.1. Вихідні дані

- Навантаження на фундамент  $N_{II}$ ,  $M_{II}$ ,  $T_{II}$  [1].
- Попередня розрахункова схема фундаменту (з врахуванням прийнятої величини  $d$ ).

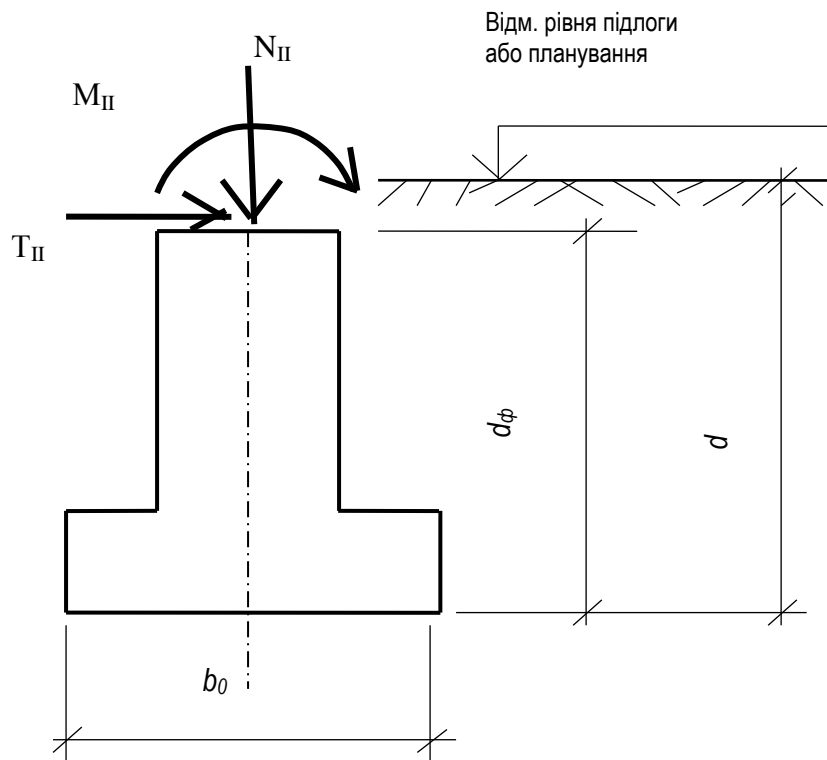


Рисунок 10 – Попередня розрахункова схема фундаменту на природній основі.

#### 4.3.2. Розрахунок умовної ширини підшви фундаменту

Умовну ширину підшви стрічкового фундаменту розраховуємо за формулою:

$$b_0 = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d}, \quad (3)$$



де  $\gamma_{mt}$  – усереднене значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах (можна приймати рівним  $20 \text{ кН/м}^3$ );

$R_o$  – умовний розрахунковий опір ґрунту, розташованого безпосередньо під подошвою фундаменту (зі зведеної таблиці 1 фізико-механічних характеристик ґрунтів).

Умовну ширину подошви окремого (стовпчастого) фундаменту розраховуємо за формулою:

$$b_o = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_o - \gamma_{mt} \cdot d}} \quad (4)$$

### 4.3.3. Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір  $R$  для шару ґрунту, розташованого під подошвою фундаменту визначаємо за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[ M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \gamma'_{II} + M_c C_{II} \right], \quad (5)$$

де  $\gamma_{c1}$  і  $\gamma_{c2}$  – коефіцієнти умов роботи, які прийняті за табл. 43 [6], або за табл. 13. Для визначення коефіцієнтів потрібно обчислити відношення довжини будинку до висоти –  $L / H$ .

Коефіцієнт  $k$  приймається рівним 1, якщо дані фізико-механічних властивостей ґрунтів отримані із лабораторних досліджень, в іншому випадку, приймаємо рівним 1,1.

Коефіцієнти  $M_{\gamma}$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  визначаємо за табл. 44 [6], або за табл. 14 в залежності від величини кута внутрішнього тертя шару ґрунту, розташованого безпосередньо під подошвою фундаменту.

Для випадку відсутності підвалу  $d_1 = d$ , а для будівель з підвалом визначаємо за формулою (6). Позначення згідно зі схемою рис. 11.

$$d_1 = h_S + \frac{h_{cf} \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}}, \quad (6)$$

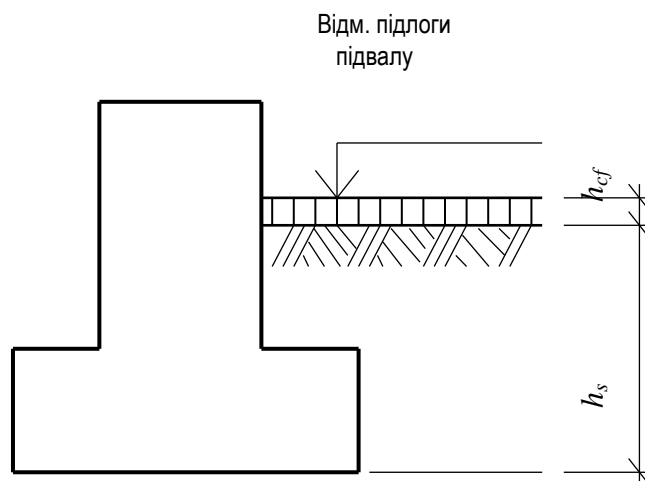


Рисунок 11 – Схема до розрахунку значення  $d_l$  формули (6)

Виходячи з конструктивних особливостей будівель, у відповідності до варіанту курсового проекту, оскільки ширина підшви фундаменту і підвалу не перевищують 10 і 20 м, то приймаємо коефіцієнти  $k_z = 1$  і  $d_b = 2$ .

Замість  $b$  приймаємо значення  $b_0$ , отримане за формулою (3) або (4).

Таблиця 13 – Коефіцієнти умов роботи для формули  $R$

Ґрунти	Коефіцієнт $\gamma_{c1}$	Коефіцієнт $\gamma_{c2}$ для споруд з жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти $L/H$ , рівному	
		$\geq 4$	$\leq 1,5$
1. Піски гравійні, крупні та середньої крупності	1,4	1,2	1,4
2. Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
3. Піски пилуваті:			
маловологі та вологі	1,25	1,0	1,2
насичені водою	1,1	1,0	1,2
4. Глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
5. Те ж при $0,25 \leq I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
6. Те ж при $I_L \leq 0,5$	1,1	1,0	1,0

Таблиця 14 – Коефіцієнти  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$ 

Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II}$ , град	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя $\varphi_{22}$ , град	Коефіцієнти		
	$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$		$M_\gamma$	$M_q$	$M_c$
0	0	1,0	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

При наявності багат шарової основи (рис. 12) або ґрунту, розташованої вище підшви фундаменту, значення  $\gamma_{II}$  чи  $\gamma'_{II}$  визначаємо як середньозважені за формулою:

$$\gamma_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{III} h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (7)$$

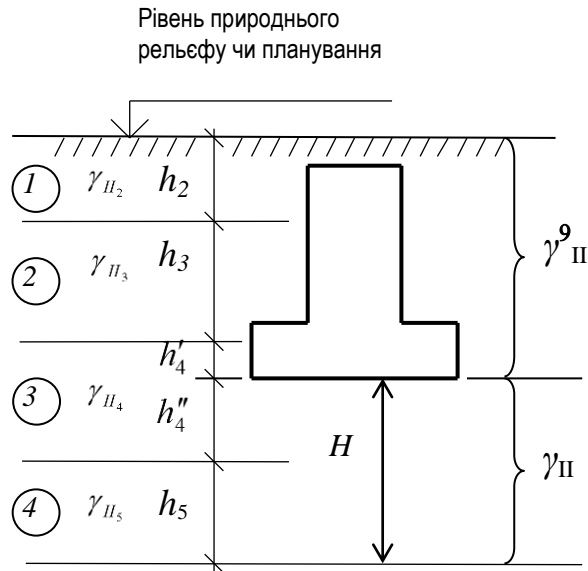


Рисунок 12 – Схема до розрахунку питомої ваги ґрунтів, розташованих вище і нижче підшви фундаменту за формулою (7)

Глибину впливу фундаменту визначаємо орієнтовно, як  $H = 6 \cdot b_0$ .  
Значення  $C_{II}$  і  $\varphi_{II}$  приймаємо за даними табл. 1 для шару ґрунту, розташованого безпосередньо під підшвою фундаменту.

При варіанті будівлі без підвалу  $d_b = 0$ .

#### 4.3.4. Основна розрахункова схема фундаменту

Після визначення умовної ширини підшви фундаменту слід скласти основну розрахункову схему, виконавши розрахунок зусиль, прикладених до точки перетину вертикальної осі симетрії і площини підшви фундаменту –  $N$ ,  $M$ ,  $T$ .

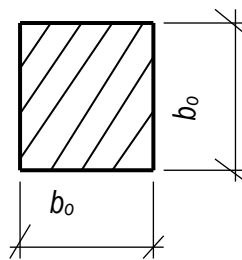
$$N = N_{II} + G_{\phi} + G_{zp}, \quad (8)$$

$$M = M_{II} \pm T_{II} \cdot d_{\phi}, \quad (9)$$

$$(G_{\phi} + G_{zp}) = A \cdot d_{\phi} \cdot \gamma_{mb}, \quad (10)$$

де  $A$  – розрахункова площа підшви фундаменту, що приймається у залежності від його типу. Так:

- для окремих (стовпчастих) фундаментів  $A = b_o^2$  (м<sup>2</sup>);



- для стрічкових фундаментів  $A = 1 \cdot b_o = b_o$  (м<sup>2</sup>), так як розрахункова довжина стрічкового фундаменту в плані рівна 1 п.м.

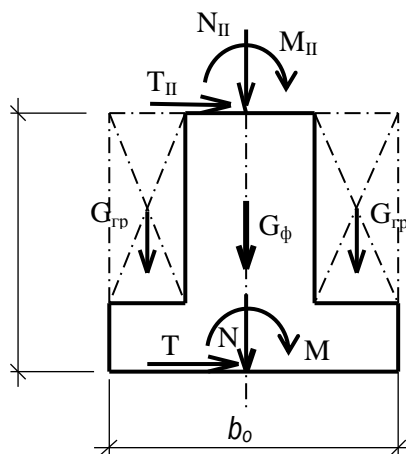
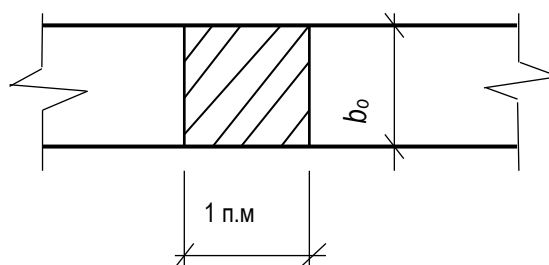


Рисунок 13 – Розрахункова схема фундаменту на природній основі

#### 4.3.5. Визначення ступеня завантаження позацентрово прикладених навантажень і раціональної форми підшви фундаменту

Для визначення ступеня позацентровості завантаження фундаменту потрібно розрахувати ексцентриситет прикладеного навантаження за формулою:

$$e = \frac{M}{N} . \quad (11)$$

При:  $e > 0,033 \cdot b_0$  – фундамент вважати позацентрово навантаженим;  
 $e < 0,033 \cdot b_0$  – центрально навантаженим.

Для центрально навантаженого окремого фундаменту раціональною формою підшви в плані є квадратна, а для позацентрово навантажених - прямокутна, витягнута в площині дії моменту  $M$  (див. рис. 13). Розрахунок ширини підшви фундаментів виконуємо за формулами

$$b = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{mt} \cdot d} - \text{для стрічкового фундаменту}; \quad (12)$$

$$b = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta \cdot (R - \gamma_{mt} \cdot d)}} - \text{для окремого (стовпчастого) фундаменту}, \quad (13)$$

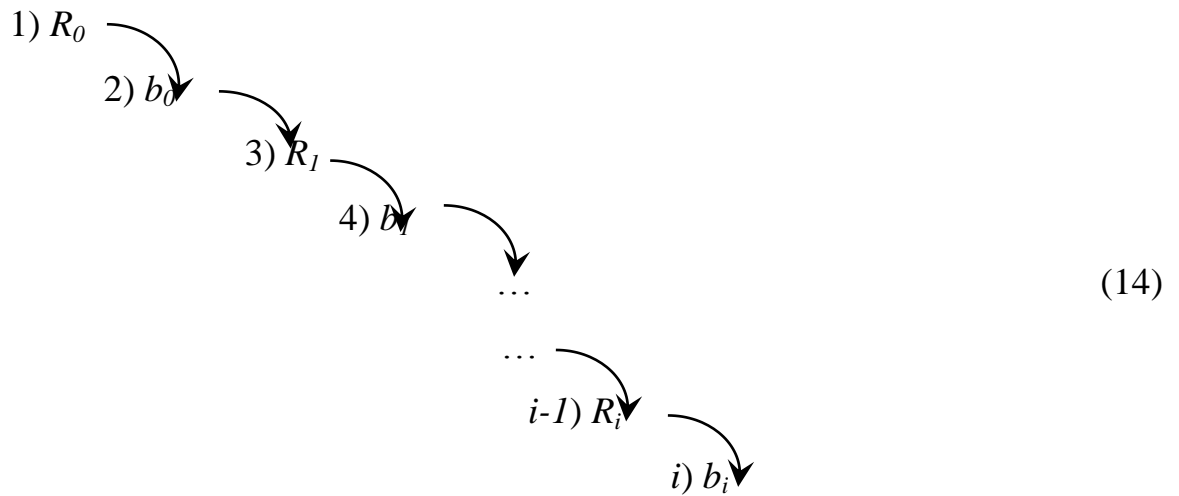
де  $R$  – розрахунковий опір ґрунту, розташованого під підшвою фундаменту, що визначається за формулою (5);

$\eta$  – чисельний коефіцієнт, який представляє відношення сторін фундаментної плити  $l / b$  і приймається для центрально навантаженого фундаменту рівним 1, а для позацентрово навантаженого в діапазоні 1,2 ... 1,4.

Отримане за формулами (12-13) значення  $b$  не можна вважати достатньо точним, оскільки розрахунковий опір  $R$  визначено з використанням величини умовної ширини підшви фундаменту  $b_0$ . У той же час точне значення розрахункового опору  $R$  необхідне для подальшого виконання обов'язкових перевірок. Подальше уточнення значень  $b$  і  $R$

здійснюємо методом послідовних наближень.

У цілому схема розрахунку за методом послідовних наближень може бути представлена наступним чином:



Розрахунок ланцюжка взаємних уточнень  $b_i$  і  $R_i$  проводиться до тих пір, поки два останніх значення  $b_i$  не стануть відрізнятися один від одного на величину меншу або рівну  $0,1$  м, тобто

$$|b_i - b_{i-1}| \leq 0,1 \text{ м.} \quad (15)$$

Для позацентрово навантажених фундаментів визначимо також довжину підшви за формулою

$$l = \eta \cdot b. \quad (16)$$

Отримані методом послідовних наближень значення ширини та довжини підшви фундаменту ( $b$  і  $l$ ) не є остаточними і підлягають коректуванню з урахуванням конструктивних вимог до розмірів елементів фундаментів або специфікацій типових збірних елементів.

Тому наступним етапом розрахунку є остаточне конструювання фундаментів.

#### 4.3.6. Конструювання фундаментів (остаточне)

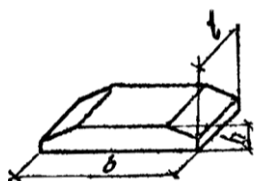
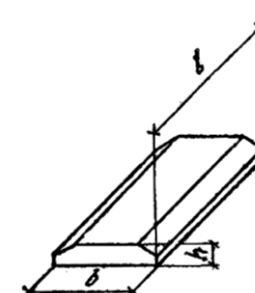
При розрахунку збірного стрічкового фундаменту здійснюємо підбір конкретної складальної марки фундаментної плити (ФЛ) за специфікацією продукції, що випускається заводами залізобетонних виробів. Приклад специфікацій збірних залізобетонних елементів для стрічкових фундаментів наведено в табл. 15 і 16. Після підбору може змінитися ширина підшви і висота фундаментної подушки. При невідповідності прийнятої раніше висоти фундаментної подушки необхідно скоректувати виконані розрахунки.

Таблиця 15 – Сортамент фундаментних стінових блоків

Марка блока	Розміри блока, мм			Об'єм бетону, м <sup>3</sup>	Маса блока, т
	довжина, <i>l</i>	ширина, <i>b</i>	висота, <i>h</i>		
ФБС 24.3.6	2380	300	580	0,41	0,97
ФБС 24.4.6		400		0,54	1,3
ФБС 24.5.6		500		0,7	1,63
ФБС 24.6.6		600		0,81	1,96
ФБС 12.4.6	1180	400	280	0,26	0,64
ФБС 12.5.6		500		0,33	0,79
ФБС 12.6.6		600		0,4	0,96
ФБС 12.4.3	1180	400	280	0,13	0,31
ФБС 12.5.3		500		0,16	0,38
ФБС 12.6.3		600		0,19	0,46
ФБС 9.3.6	880	300	580	0,15	0,35
ФБС 9.4.6		400		0,2	0,47
ФБС 9.5.6		500		0,24	0,59
ФБС 9.6.6		600		0,29	0,7
ФБВ 9.3.6	880	400	580	0,18	0,39
ФБВ 9.4.6		500		0,2	0,49
ФБВ 9.5.6		600		0,24	0,58
ФБВ 9.6.6					
ФБП 24.4.6	2380	400	580	0,44	1,05
ФБП 24.5.6		500		0,53	1,26
ФБП 24.6.6		600		0,58	1,4



Таблиця 16 – Сортамент залізобетонних плит для стрічкових фундаментів

Марка плити	Розмір плити, мм			Об'єм бетону, м <sup>2</sup>	Маса плити, т	Ескіз
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>			
ФЛ 32.12 ФЛ 32.8	3200	1180	500	1,6	4	
		780		1,05	2,62	
ФЛ 28.12 ФЛ 28.8	2800	1180		1,37	3,42	
		780		0,9	2,24	
ФЛ 24.12 ФЛ 24.8	2400	1180		1,14	2,845	
		780		0,74	1,865	
ФЛ 20.12 ФЛ 20.8	2000	1180	0,98	2,44		
		780	0,64	1,592		
ФЛ 16.24 ФЛ 16.12 ФЛ 16.8	1600	2380	300	0,99	2,47	
		1180		0,49	1,215	
		780		0,32	0,8	
ФЛ 14.24 ФЛ 14.12 ФЛ 14.8	1400	2380		0,84	2,11	
		1180		0,42	1,01	
		780		0,27	0,685	
ФЛ 12.24 ФЛ 12.12 ФЛ 12.8	1200	2380		0,7	1,76	
		1180		0,35	0,879	
		780		0,23	0,57	
ФЛ 10.24 ФЛ 10.12 ФЛ 10.8	1000	2380		0,61	1,52	
		1180		0,3	0,75	
		780		0,2	0,495	
ФЛ 8.24 ФЛ 8.12	800	2380	0,56	1,395		
		1180	0,27	0,685		
ФЛ 6.24 ФЛ 6.12	600	2380	0,41	1,04		
		1180	0,2	0,515		

Для випадку монолітного окремого фундаменту під збірну залізобетонну колону необхідно забезпечити виконання конструктивних вимог.

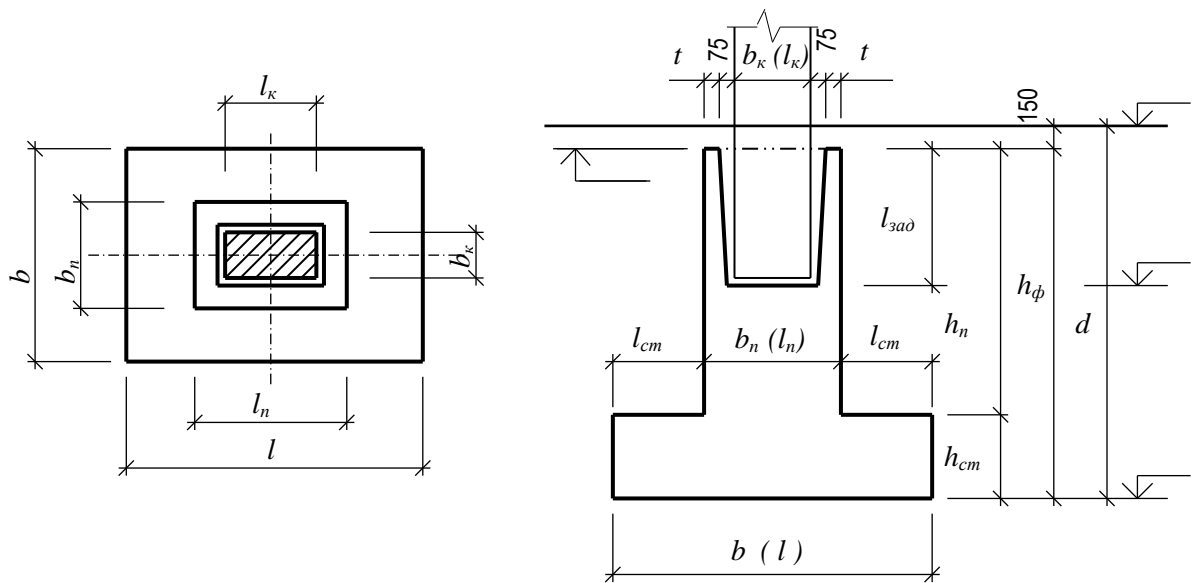


Рисунок 14 – До конструювання окремого монолітного залізобетонного фундаменту під збірну залізобетонну колону.

Позначення окремих елементів фундаменту, що наведені на рис.14, наступні:

$B_k (l_k)$  – ширина або довжина перерізу залізобетонної колони;

$b_n (l_n)$  – ширина або довжина перерізу підколонника;

$b (l)$  – ширина або довжина підшови фундаменту;

$l_{cm}$  і  $h_{cm}$  – виліт і висота сходинки фундаменту;

$l_{зад}$  – глибина закладення колони в підколонник фундаменту;

$h_n$  – висота підколонника;

$h_{ф}$  – висота фундаменту.

Вимоги кратності розмірів при їх остаточному призначенні:

$b, l, h_{ф}, b_n, l_n$  – кратні 300 мм;  $l_{cm}, h_{cm}$  – кратні 150 мм;  $h_{cm}^{min} = 150$  мм;

$h_{зад} = 1 \dots 1,4 b_k (l_k)$ ;  $\frac{l_{cm}}{h_{cm}} \leq 2$  (при відсутності спеціального армування сходинок фундаменту).

$t = 0,2 \cdot b_k$  або  $0,2 \cdot l_k$ , але не менше 150 мм.

При необхідності влаштовуємо дво- або триступінчастий фундамент.

Якщо загальна площа розрахованих фундаментів будівлі перевищує

70 % від загальної площі «плями» будівлі, то раціональніше перейти до плитного варіанту фундаменту.

За отриманим в результаті конструювання значенням ширини підшви  $b$  необхідно уточнити розрахунковий опір ґрунту  $R$ .

#### 4.4. Перевірка напружень під підшвою фундаменту

Умови перевірки напружень під підшвою фундаменту залежать від ступеня позacentровості завантаження фундаменту.

##### 4.4.1. Центральнo навантажений фундамент

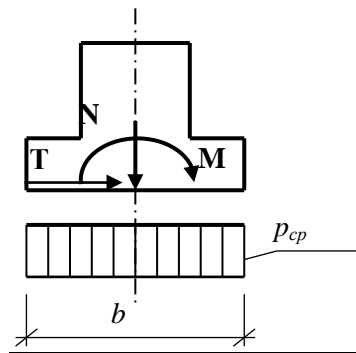


Рисунок 15 – До перевірки напружень під підшвою центрально навантаженого фундаменту

Необхідне виконання нерівності:

$$p_{cp} \leq R, \quad (17)$$

де  $p_{cp}$  – середній тиск під підшвою фундаменту, що визначається за формулою:

$$p_{cp} = \frac{N}{A}, \quad (18)$$

де  $A$  – площа підшви фундаменту або розрахункової ділянки,  $m^2$ , яка визначається для фундаменту:

– з квадратною підшвою як  $A = b^2$ ;

– з прямокутною підшоною –  $A = b \cdot l$ ;

– стрічкового –  $A = b \cdot 1$ .

#### 4.4.2. Позацентрово навантажений фундамент

Необхідне одночасне виконання таких нерівностей:

$$1) p_{cp} \leq R; \quad (19)$$

$$2) p_{max} \leq 1,2R; \quad (20)$$

$$3) p_{min} > 0. \quad (21)$$

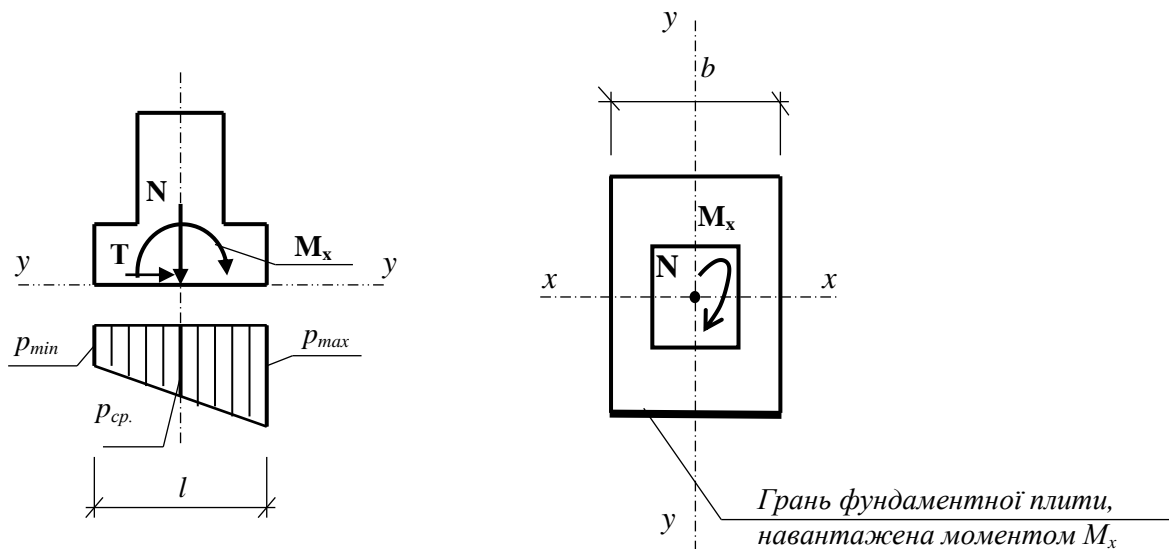
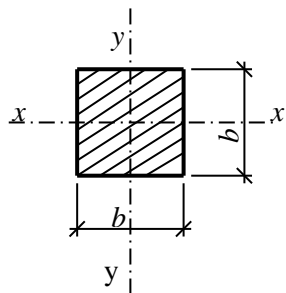


Рисунок 16 – До перевірки напружень під підшоною позацентрово навантаженого фундаменту

Максимальне крайове напруження під підшоною фундаменту (за наявності одного моменту  $M_x$ ) розраховуємо за формулою:

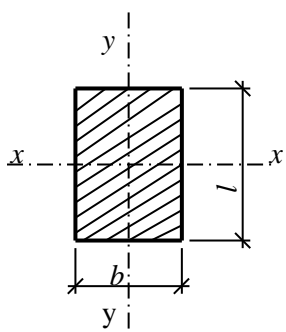
$$p_{max} = p_{cp} + \frac{M_x}{W_x}. \quad (22)$$

Момент опору перерізу по підшві фундаменту  $W_x$  дорівнює:  
 для фундаменту з квадратною підшвою –



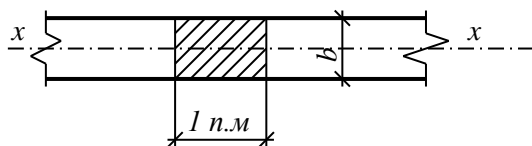
$$W_x = \frac{b^3}{6} ;$$

для фундаменту з прямокутною підшвою –



$$W_x = \frac{bl^2}{6} ;$$

для стрічкового фундаменту –



$$W_x = \frac{b^2 \cdot l_{н.м.}}{6} .$$

Мінімальне крайове напруження на підшві фундаменту:

$$p_{\max} = p_{\text{ср}} - \frac{M_x}{W_x} . \quad (23)$$

При забезпеченні умов перевірки (19-21) переходимо до розрахунку осідання фундаментів. В іншому випадку збільшуємо площу підшви фундаменту і повторюємо розрахунки.

#### 4.5. Розрахунок осідання фундаменту

Розрахунок осідання фундаменту проводимо відповідно до вимог ДБН методом пошарового підсумовування.

Результати розрахунку представляються в табличній формі.

Товщина елементарного шару  $h = 0,2 \cdot b$  або  $h = 0,4 \cdot b$ .

$Z_i$  – відстань від підшви фундаменту до нижньої межі кожного елементарного шару ґрунту, м.

Відносна глибина нижньої межі кожного елементарного шару:

$$\xi_i = \frac{2Z_i}{b}.$$

Додатковий тиск на підшви кожного елементарного шару:

$$\sigma_{zp(i)} = p_0 \cdot \alpha_i. \quad (24)$$

Додатковий тиск безпосередньо під підшвою фундаменту:

$$p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg(0)}, \quad (25)$$

де  $p_{cp}$  – величина середнього тиску під підшвою фундаменту, приймається за формулою (18);

$\sigma_{zg(0)}$  – напруження від власної ваги ґрунту під підшвою фундаменту

$$\sigma_{zg(0)} = \gamma_{II} \cdot d. \quad (26)$$

Коефіцієнт  $\alpha_i$  визначаємо згідно з даними табл.17.

Напруження від власної ваги ґрунту для кожного елементарного шару

$$\sigma_{zg(i)} = \sigma_{zg(i-1)} + \gamma_{II(i)} \cdot h. \quad (27)$$

Нижня межа, до якої виконується розрахунок, називається нижньою межею стискуваної товщі. Нижня межа стискуваної товщі може бути визначена будь-яким з двох способів:

– аналітичним, тобто при наближеному виконанні рівності  $\sigma_{zp(i)} = 0,2 \cdot \sigma_{zg(i)}$ , при  $E > 5$  МПа або  $\sigma_{zp(i)} = 0,1 \cdot \sigma_{zg(i)}$ , при  $E \leq 5$  МПа;

– графічним, коли перетнуться епюри додаткового тиску і зменшена у п'ять чи десять разів відповідно, плюс дзеркально перенесена вправо епюра природного тиску.

Таблиця 17 – Коефіцієнт  $\alpha$  для розрахунку осідання фундаменту

$\zeta = 2z / b$	Коефіцієнт $\alpha$ для фундаментів							
	круглих	прямокутних із співвідношенням сторін $\eta = l / b$ , що дорівнює						стрічкових ( $\eta \geq 10$ )
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Середнє значення напруження для кожного елементарного шару

$$\bar{\sigma}_{zp} = \frac{\sigma_{zp(i-1)} + \sigma_{zp(i)}}{2}. \quad (28)$$

Осідання елементарного шару

$$S_i = \beta \frac{\bar{\sigma}_{zp(i)} \cdot h}{E_i}, \quad (29)$$

де  $\beta = 0,8$ ;  $E$  – модуль деформації ґрунту розглянутого елементарного шару.

Загальне осідання основи, рівне осіданню фундаменту:

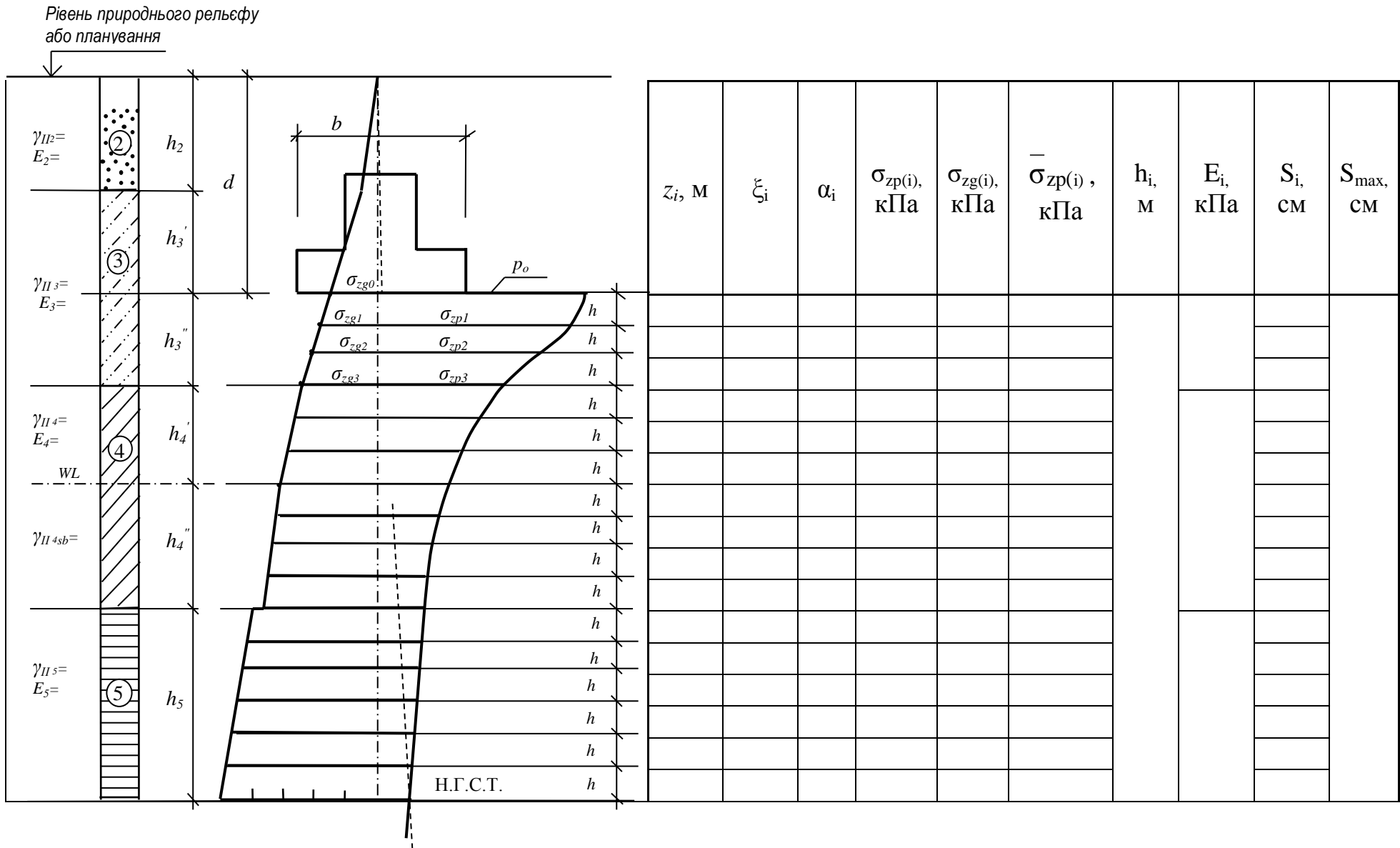
$$S_{\max} = \sum_{i=1}^n S_i, \quad (30)$$

де  $n$  – кількість елементарних шарів ґрунту, задіяних у розрахунку осідання фундаменту.

Приклад оформлення розрахунку осідання фундаменту наведено в табл. 18.



Таблиця 18 – Розрахунок осідання фундаменту



При розрахунку осідання фундаменту слід виконувати перевірки за абсолютними і відносними деформаціями.

Перевірка за абсолютними деформаціями полягає у виконанні умови:

$$S_{max} \leq S_{max, u}, \quad (31)$$

де  $S_{max}$ , і  $S_{max, u}$  – максимальні величини осідання фундаменту – розрахункова і гранично допустима, обумовлена в залежності від типу і конструктивних особливостей будівлі за ДБН або за табл. 19.

Далі слід виконати розрахунок відносних деформацій для двох поруч розташованих фундаментів, пов'язаних спільними надземними конструктивними елементами (ригелі, балки, ферми, плити перекриттів, стіни).

Розрахунок полягає в перевірці виконання нерівності (32). Дані для розрахунку приймати залежно від порівнюваних типів фундаментів згідно рис. 17 або рис. 18.

$$\frac{|S_{max,1} - S_{max,2}|}{L} \leq \left( \frac{\Delta S}{L} \right)_u, \quad (32)$$

де  $S_{max,1}$  і  $S_{max,2}$  – максимальні величини осідання двох поруч розташованих фундаментів Ф-1 і Ф-2;  $L$  – відстань між осями цих фундаментів;  $\left( \frac{\Delta S}{L} \right)_u$  – гранично допустима відносна нерівномірність осідань фундаментів, що визначається за ДБНУ або табл.19.

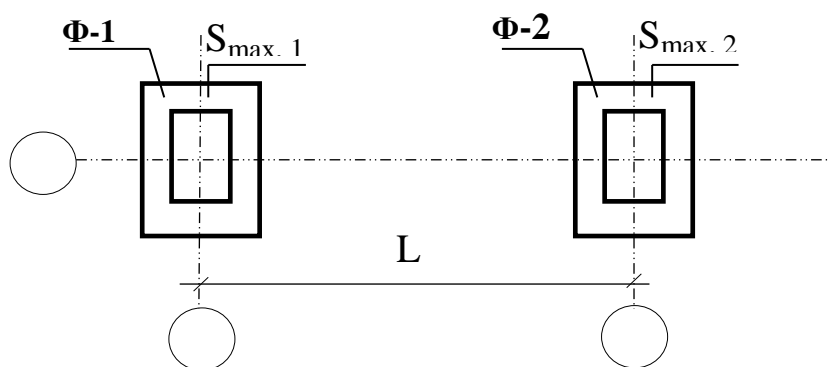


Рисунок 17 – До розрахунку відносної нерівномірності осідання двох окремих стовпчастих фундаментів

Таблиця 19 – Граничні деформації основи

Споруда	Гранична деформація основи		
	Відносна різниця осідання $(\Delta S/L)_u$	Крен, $i_u$	Середні $S_u$ (в дужках максимальне $S_{\max, u}$ ) осідання, см
1. Виробничі і цивільні одноповерхові і багатоповерхові споруди з повним каркасом: залізобетонним, сталезалізобетонним;	0,002	–	(8)
те саме з улаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції;	0,003	–	(15)
сталевим;	0,004	–	(15)
те саме з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів	0,005	–	(18)
2. Споруди, у конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань	0,006	–	(20)
3. Багатоповерхові безкаркасні споруди з несучими стінами з:			
крупних панелей;	0,0016	0,005	12
крупних блоків чи цегляної кладки без армування;	0,0020	0,005	12
те саме з армуванням, у тому числі з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції	0,0024	0,005	18
4. Споруди елеваторів із залізобетонних конструкцій:			
робоча споруда і силосний корпус монолітної конструкції на одній фундаментній плиті;	–	0,003	40
те саме збірної конструкції;	–	0,003	30
окремий силосний корпус монолітної конструкції;	–	0,004	40
те саме, збірної конструкції;	–	0,004	30
окремо розташована робоча споруда	–	0,004	25
5. Димарі заввишки $H$ , м:			
$H \leq 100$	–	0,005	40
$100 < H \leq 200$	–	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	–	$1/(2H)$	20
$H > 300$	–	$1/(2H)$	10
6. Жорсткі споруди заввишки до 100 м, крім зазначених у поз. 4 і 5	–	0,004	20

7. Антенні споруди зв'язку: стволи щогл заземлені;	–	0,002	20
те саме, електрично ізольовані	–	0,001	10
вежі радіо;	0,002	–	–
вежі короткохвильових радіостанцій;	0,0025	–	–
вежі (окремі блоки).	0,001	–	–
8. Опори повітряних ліній електропередачі: проміжні прямі	0,003	0,003	–
анкерні й анкерно-кутові, проміжні кутові, кінцеві, портали відкритих розподільних пристроїв;	0,0025	0,0025	–
спеціальні перехідні	0,002	0,002	–

Примітка 1. Граничні значення відносного прогину споруд, зазначених у поз. 3, приймають  $0,5 (\Delta S/L)_u$ , а відносного вигину –  $0,25 (\Delta S/L)_u$ .

Примітка 2. При визначенні відносної різниці осідань  $(\Delta S/L)_u$  у поз. 8 за  $L$  приймають відстань між осями блоків фундаментів у напрямку горизонтальних навантажень, а в опорах з відтяжками – відстань між осями стиснутого фундаменту й анкера.

Примітка 3. Якщо основа складена горизонтальними (з ухилом не більше 0,1), витриманими по товщині шарами ґрунтів, граничні значення максимальних і середніх осідань допускається збільшувати на 20 %.

Примітка 4. Граничні значення підйому основи, складеної набухаючими ґрунтами, допускається приймати: максимальний і середній підйом у розмірі 25 % і відносну різницю осідань у розмірі 50 % відповідних граничних значень деформацій, наведених у таблиці, а відносний вигин – в розмірі  $0,25 (\Delta S/L)_u$ .

Примітка 5. Для споруд, перерахованих у поз. 1-3, з фундаментами у вигляді суцільних плит граничні значення середніх осідань допускається збільшувати в 1,5 рази.

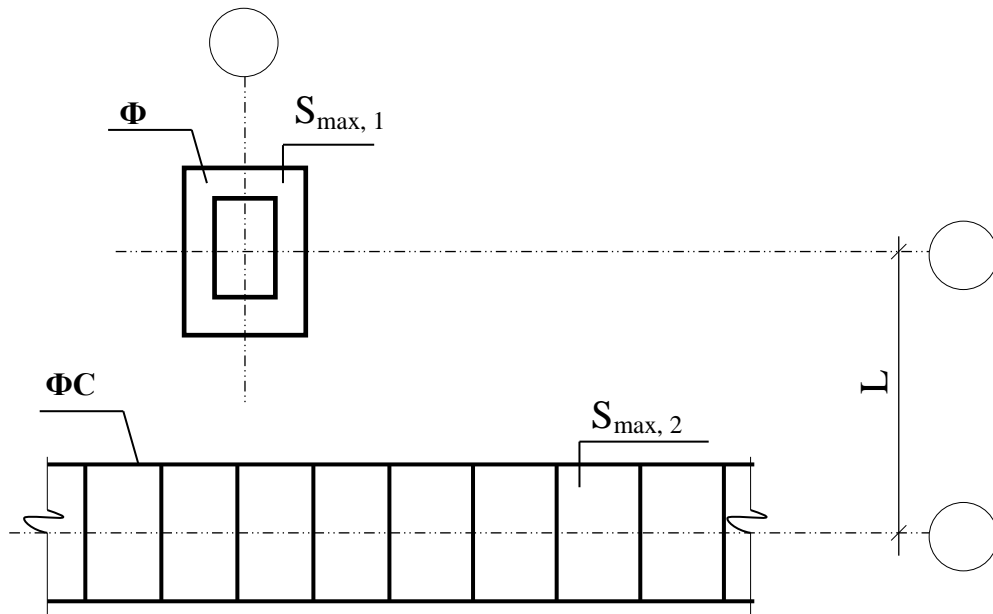


Рисунок 18 – До розрахунку відносної нерівномірності осідання окремого стовпчастого і стрічкового фундаментів

При невиконанні умов (31, 32) необхідно збільшити площу підшви, глибину закладання фундаментів, змінити тип застосованих фундаментів або покращити будівельні властивості ґрунтової основи.

Задоволення згаданих умов (17, 19-21, 31, 32) є обов'язковими і остаточними етапами для встановлення розмірів фундаментів мілкого закладання на природній основі і переходу до розробки робочих креслень.

## 5. Розрахунок пальових фундаментів

### 5.1. Вихідні дані

Вихідні дані щодо району будівництва, архітектурно-планувальних рішень, навантажень на верхній обріз фундаменту прийняти відповідно до індивідуального завдання на проектування.

## 5.2. Розрахунок необхідної довжини паль

Необхідна довжина паль залежить від фізико-механічних властивостей ґрунтів, конструктивних особливостей проекрованої будівлі, величини і характеру прикладених навантажень, кліматичних умов будівництва та ін.

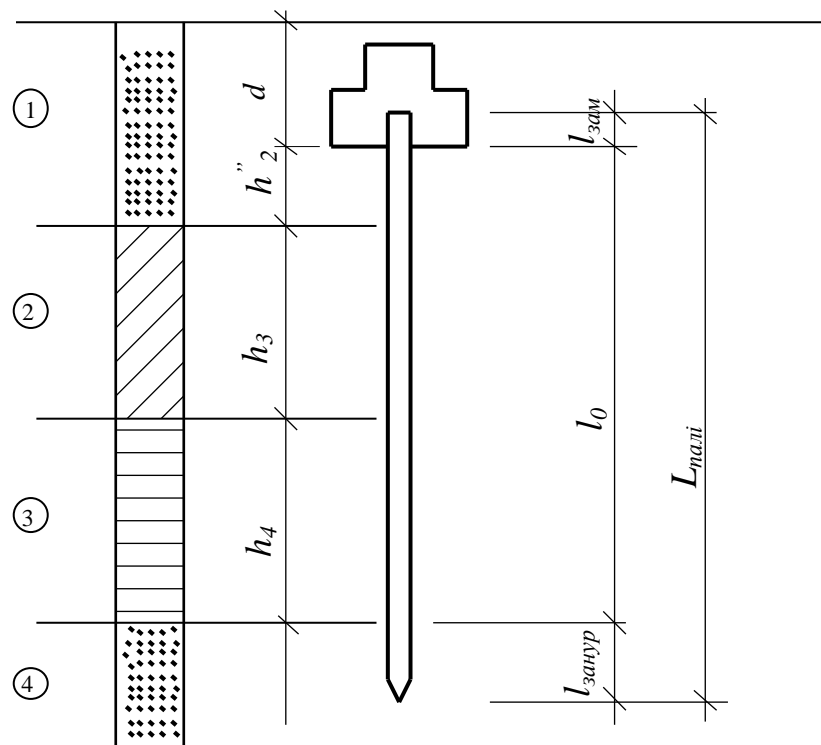


Рисунок 19 – Схема до розрахунку необхідної довжини палі

Глибину закладення підстави ростверку визначаємо з наступних факторів:

- 1) з врахуванням розрахункової глибини промерзання ґрунту в районі будівництва  $d \geq d_f$ , де  $d_f$  визначаємо аналогічно формулі (1) п.4.2.1;
- 2) з врахуванням конструктивних особливостей будівлі (наявність підвалу, вимог до модульності розмірів висот ростверку в цілому і його окремих елементів):  $d \geq d_{кон}$ .

Прийняте значення глибини закладання ростверку  $d$  повинно бути не менше значень  $d_f$  і  $d_{кон}$ .

При визначенні глибини занурення вістря паль слід вибрати шар ґрунту

(відповідно до схеми на рис. 19 це шар 4), що має високі значення фізико-механічних характеристик. Слід уникати обпирання нижніх кінців паль на глинисті ґрунти з  $I_L > 0,6$  і пухкі піски. Обраний шар називається опорним.

Глибину занурення кінця паль в опорний шар ( $l_{занур}$ ) прийняти не меншою:

- 0,5 м в піщані ґрунти (крупні, середньої крупності) і пилувато-глинисті з  $I_L \leq 0,1$ ;
- 1,0 м в інші ґрунти.

Глибину замонолічування палі в ростверку ( $l_{зам}$ ), за конструктивними міркуваннями, з умови «жорсткого» защемлення приймаємо не менше сторони перерізу палі або її діаметра.

Шарнірне сполучення ростверку з палями повинно враховуватися в розрахунках умовно як шарнірне сполучення і при монолітних ростверках повинно виконуватися шляхом закладення голови палі в ростверк на глибину ( $l_{зам}$ ) 5–10 см без армування.

При невеликих (400 кН і менше) вертикальних навантаженнях допускається вільне спирання ростверку на вирівняну цементним розчином поверхню голови палі.

Мінімально необхідна довжина палі складе:

$$l_{пали}^{min} = l_{зам} + l_0 + l_{занур} ,$$

де  $l_0$  – сума шарів ґрунту, що прорізаються палями.

Остаточну довжину забивних паль, їхню марку, вагу 1 погонного метра встановлюємо з урахуванням існуючих специфікацій (ДСТУ або табл. 20).

### **5.3. Визначення розрахункового навантаження на одну палю**

Розрахункове навантаження на 1 палю визначається за формулою:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} , \quad (33)$$

де  $F_d$  – несуча здатність одиночної палі;  $\gamma_k$  – коефіцієнт надійності, приймається рівним 1,4.

На підставі вихідних даних щодо ґрунтових умов для проектування пальових фундаментів визначаємо класифікаційний тип паль за їх роботою в ґрунті.

Для «висячих» паль несучу здатність одиночної палі визначаємо за формулою:

$$F_d = \gamma_C \left( \gamma_{CR} RA + u \sum_{i=1}^n \gamma_{Cf} f_i h_i \right), \quad (34)$$

де  $\gamma_C, \gamma_{CR}, \gamma_{Cf}$  – коефіцієнти умов роботи палі і ґрунту під вістрям палі і по бічній поверхні приймаються рівними 1 для забивних паль із закритим нижнім кінцем занурених механічними (підвісними), пароповітряними і дизельними молотами;

$u$  – периметр палі квадратного перерізу рівний  $4 \cdot b_n$ ;

$A$  – площа поперечного перерізу палі рівна  $b_n^2$ ;

$h_i$  – довжини розрахункових ділянок, визначаємо на підставі геологічної будови району будівництва і положення паль у ґрунті за схемою рис. 20, максимальне значення для  $h_i$  рекомендується приймати 2 м;

$R$  – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (табл. 21);

$f_i$  – розрахунковий опір тертя по боковій поверхні (табл. 22).

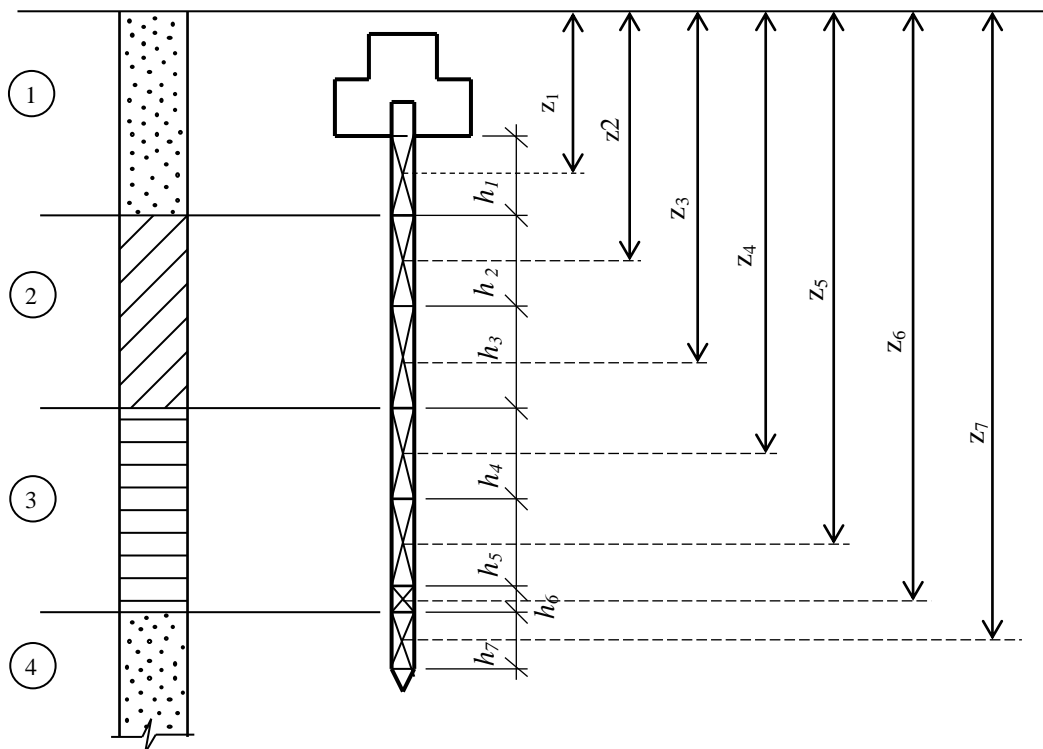


Рисунок 20 – Схема до розрахунку несучої здатності одиночної палі



Таблиця 20 – Сортамент забивних залізобетонних паль ПН

Марка палі	Номінальні розміри, мм			Об'єм бетону, м <sup>3</sup>	Маса палі, т
	довжина $L$	вістря $l$	сторона $b$		
ПН 3-30	3000	250	300	0,28	0,7
ПН 3,5-30	3500			0,33	0,83
ПН 4-30	4000			0,37	0,93
ПН 4,5-30	4500			0,42	1,05
ПН 5-30	5000			0,46	1,15
ПН 5,5-30	5500			0,51	1,28
ПН 6-30	6000			0,55	1,38
ПН 7-30	7000			0,64	1,60
ПН 8-30	8000			0,73	1,83
ПН 9-30	9000			0,82	2,05
ПН 10-30	10000			0,91	2,28
ПН 11-30	11000			1,00	2,50
ПН 12-30	12000			1,09	2,73
ПН 13-30	13000			1,18	2,95
ПН 14-30	14000			1,27	3,18
ПН 15-30	15000	1,36	3,40		
ПН 8-35	8000	300	350	1,00	2,50
ПН 9-35	9000			1,12	2,80
ПН 10-35	10000			1,24	3,10
ПН 11-35	11000			1,37	3,43
ПН 12-35	12000			1,49	3,73
ПН 13-35	13000			1,61	4,03
ПН 14-35	14000			1,73	4,33
ПН 15-35	15000			1,86	4,65
ПН 16-35	16000			1,98	4,95
ПН 17-35	17000			2,12	5,30
ПН 18-35	18000			2,23	5,58
ПН 19-35	19000			2,35	5,80
ПН 20-35	20000	2,47	6,18		
ПН 13-40	13000	350	400	2,1	5,26
ПН 14-40	14000			2,26	5,65
ПН 15-40	15000			2,42	6,05
ПН 16-40	16000			2,50	6,45
ПН 17-40	17000			2,74	6,85
ПН 18-40	18000			2,90	7,25
ПН 19-40	19000			3,06	7,65
ПН 20-40	20000			3,22	8,05

Таблиця 21 – Розрахункові опори паль під нижнім кінцем

Глибина занурення нижнього кінця палі, м	Розрахункові опори під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, що занурюються без виймання ґрунту, $R$ , кПа						
	піщаних ґрунтів середньої щільності						
	гравелистих	крупних	-	середньої крупності	дрібних	пилуватих	-
	глинистих ґрунтів при показнику текучості $I_L$ , що дорівнює						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600/4000	3000	3100/2000	2000/1200	1100	600
4	8300	6800/5100	3800	3200/2500	2100/1600	1250	700
5	8800	7000/6200	4000	3400/2800	2200/2000	1300	800
7	9700	7300/6900	4300	3700/3300	2400/2200	1400	850
10	10500	7700/7300	5000	4000/3500	2600/2400	1500	900
15	11700	8200/7500	5600	4400/4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	4800/4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примітка 1. Значення  $R$  над рискою (чисельник) наведені для піщаних ґрунтів, під рискою (знаменник) – для глинистих.

Примітка 2. Глибину занурення нижнього кінця палі і середню глибину розташування шару ґрунту при плануванні території зрізанням, підсипанням, наміванням до 3 м слід приймати від рівня природного рельєфу, а при зрізанні, підсипанні, наміванні – від 3 м до 10 м від умовної позначки, розташованої відповідно на 3 м вище за рівень зрізання або на 3 м нижче за рівень підсипання.

Примітка 3. Для проміжних глибин занурення паль і проміжних значень показника текучості  $I_L$  глинистих ґрунтів значення  $R$  визначають інтерполяцією.

Примітка 4. Для щільних піщаних ґрунтів, ступінь щільності яких визначена за даними статичного зондування, значення  $R$  для паль, занурених без використання підмиву або лідерних свердловин, слід збільшити на 100 %. При визначенні ступеня щільності ґрунту за даними інших видів інженерних досліджень і відсутності даних статичного зондування для щільних пісків значення  $R$  слід збільшити на 60 %, але не більше ніж до 20 000 кПа.

Таблиця 22 – Розрахункові опори паль тертю по боковій поверхні

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахункові опори на бічній поверхні забивних паль і паль-оболонок, $f_i$ , кПа								
	піщаних ґрунтів середньої щільності								
	крупних та середньої крупності	дрібних	пилуватих	-	-	-	-	-	-
	глинистих ґрунтів при показнику консистенції $I_L$ , що дорівнює								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	2	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	10	70	50	36	22	13	9	8	7

Примітка 1. Для проміжних глибин занурення паль і проміжних значень показника текучості  $I_L$  глинистих ґрунтів значення  $f_i$  визначають інтерполяцією.

Примітка 2. При визначенні розрахункових опорів ґрунтів на бічній поверхні паль  $f_i$  пласти ґрунтів слід розділяти на однорідні шари товщиною не більше 2 м.

Примітка 3. Значення розрахункового опору щільних піщаних ґрунтів на бічній поверхні паль  $f_i$  і слід збільшувати на 30% в порівнянні із значеннями, наведеними в таблиці.

Примітка 4. Розрахункові опори супісків і суглинків із коефіцієнтом пористості  $e < 0,5$  і глин із коефіцієнтом пористості  $e < 0,6$  слід збільшувати на 15% в порівнянні із значеннями, наведеними в таблиці, при будь-яких значеннях показника текучості.

#### 5.4. Визначення попередньої кількості паль у ростверку

Кількість паль у ростверку (попередньо) визначаємо за формулою:

$$n' = \frac{N_{II}}{P} + 1. \quad (35)$$

#### 5.5. Конструювання ростверку

Конструювання ростверків здійснюється в плані і у вертикальному перерізі.

При конструюванні ростверку в плані необхідне виконання двох вимог:

- 1) взаємне розташування паль повинно бути по можливості симетричним, відстань між палями не повинно бути меншою ніж 3 ширини (діаметри) палі (див. рис.21). Призначати міжпальову відстань більшою ніж 6 ширин (діаметрів) палі не рекомендується;
- 2) мінімальна відстань  $a$  від краю ростверку до зовнішнього краю найближчої палі не повинна перевищувати величини:
  - при одно- і дворядному розташуванні паль –  $0,2 \cdot b_n + 5$  см;
  - при трирядному розміщенні паль –  $0,3 \cdot b_n + 5$  см;
  - при чотирирядному і більше розміщенні паль –  $0,4 \cdot b_n + 5$  см,але у всіх випадках не менше 150 мм.

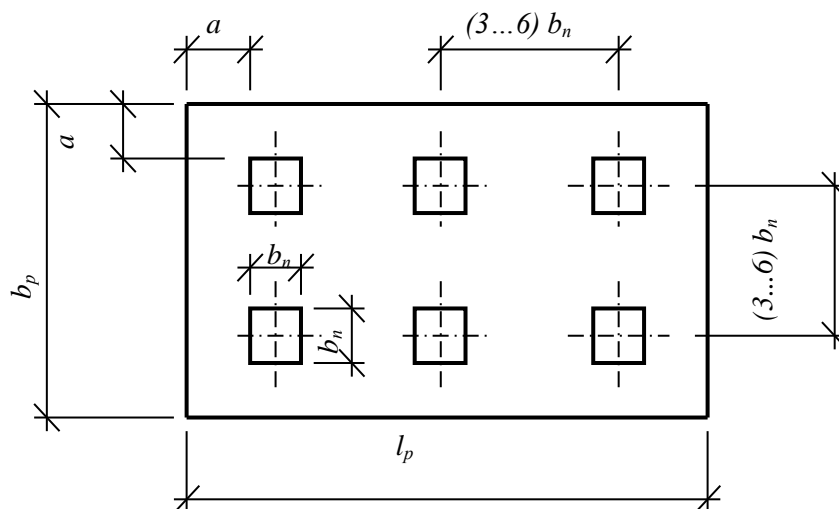


Рисунок 21 – Приклад розташування 6-ти паль у ростверку

При конструюванні ростверку у вертикальній площині необхідно дотримання таких вимог до параметрів згідно з рис. 22.

- $h_{бет}$  – мінімум 250 мм;
- $l_{зам}$  – згідно п. 2.2 цих методичних вказівок;
- $h_{стак}$ ,  $b_n$ ,  $l_n$  – згідно п. 1.6 цих методичних вказівок;
- $h_p$  – мінімум 1500 мм і далі кратне 300 мм;
- $h_{нл} = l_{зам} + h_{бет}$ , але кратне 150 мм.

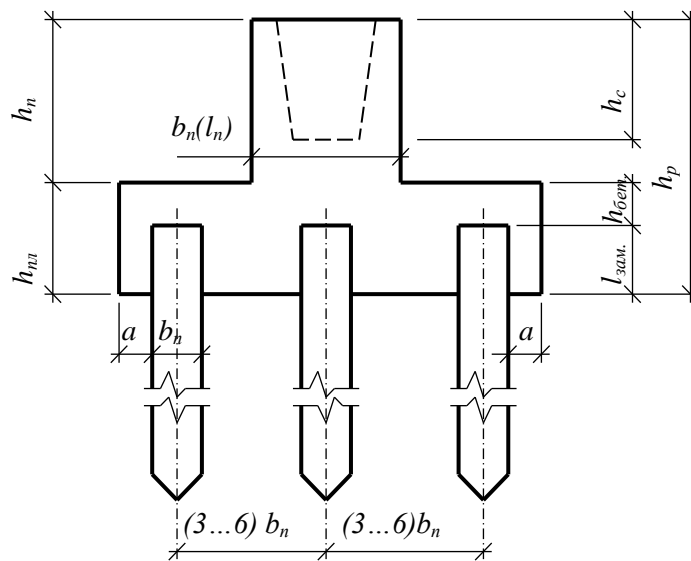


Рисунок 22 – Конструювання ростверку у вертикальній площині

## 5.6. Уточнення кількості паль у ростверку

Необхідну кількість паль  $n$  визначимо за формулою:

$$n = \frac{N_{II} + Q_p + Q_{гр} + Q_n}{P}, \quad (36)$$

де  $N_{II}$ ,  $M_{II}$ ,  $T_{II}$  – проектні навантаження за завданням, а також див. розрахункову схему пального фундаменту (рис. 23);

$Q_{гр}$  – вага ґрунту на сходах ростверку;

$Q_p$  – власна вага ростверку;

$Q_n$  – сумарна вага паль в ростверку,

$$(Q_p + Q_{ep}) = \gamma_{wt} \cdot b_p \cdot l_p \cdot d, \quad (37)$$

$$Q_n = Q_{In.m} \cdot n' (l_0 + l_{зам}), \quad (38)$$

де  $Q_{In.m}$  – вага одного погонного метра палі, визначається з табл. 20.

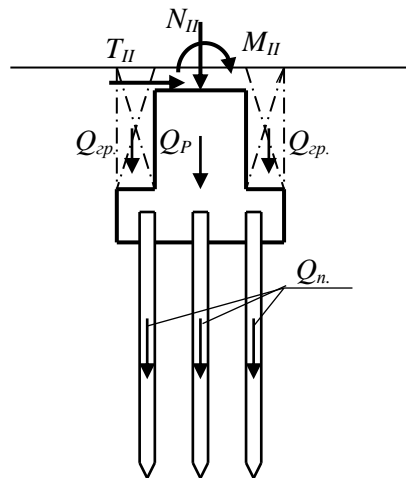


Рисунок 23 – Розрахункова схема пальового фундаменту

При відмінності числових значень  $n$  за формулою (36) і  $n'$  за формулою (35) розміри ростверку в плані коректуємо.

### 5.7. Визначення фактичного навантаження на палю

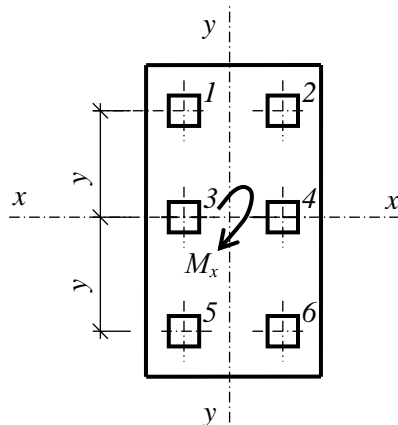


Рисунок 24 – Розташування палей у ростверку при прикладанні позacentрового навантаження

На підставі даних індивідуального завдання необхідно скласти схему розташування палей у ростверку за прикладом рис. 24. Далі потрібно визначити найбільше і найменше навантажені палі. Для них виконують подальший

розрахунок величин фактичних навантажень за формулою 39.

$$N_i = \frac{N_{II} + Q_p + Q_{cp} + Q_n}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2}, \quad (39)$$

де  $M_x = M_{II} \cdot y_i$  – відстань від розглянутої палі до головної осі X-X;

$\sum_{i=1}^n y_i^2$  – сума квадратів відстаней від кожної палі в «кущі» до головної осі X-X.

Згідно прикладу на рис. 24 в якості найбільш навантаженої палі може бути прийнята будь-яка з 2-х паль - № 5 або № 6, а в якості найменше навантаженої, відповідно, № 1 чи № 2.

Для найбільш навантаженої палі повинна виконуватись нерівність  $N_i \leq P$ , а для найменш навантаженої палі  $N_i \geq 0$ .

### 5.8. Визначення величин умовної ширини $B_{ум}$ і довжини $L_{ум}$ підшви пальового фундаменту

Для визначення величини умовної ширини підшви пальового фундаменту  $B_{ум}$  розглянемо фундамент у перерізі 1-1, а для визначення умовної довжини  $L_{ум}$  в перерізі 2-2 згідно рис. 25.

Кут  $\alpha$  розраховуємо за формулою:

$$\alpha = 0,25 \varphi_{cp}, \quad (40)$$

де  $\varphi_{cp}$  – середньозважене значення кута внутрішнього тертя всіх шарів ґрунту, що прорізаються палями від підшви ростверку до площини умовної підшви пальового фундаменту, який визначаємо за формулою:

$$\varphi_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{IIIi} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad (41)$$

де  $n$  – кількість шарів ґрунту між підшвою ростверку і площиною умовної підшви пальового фундаменту.

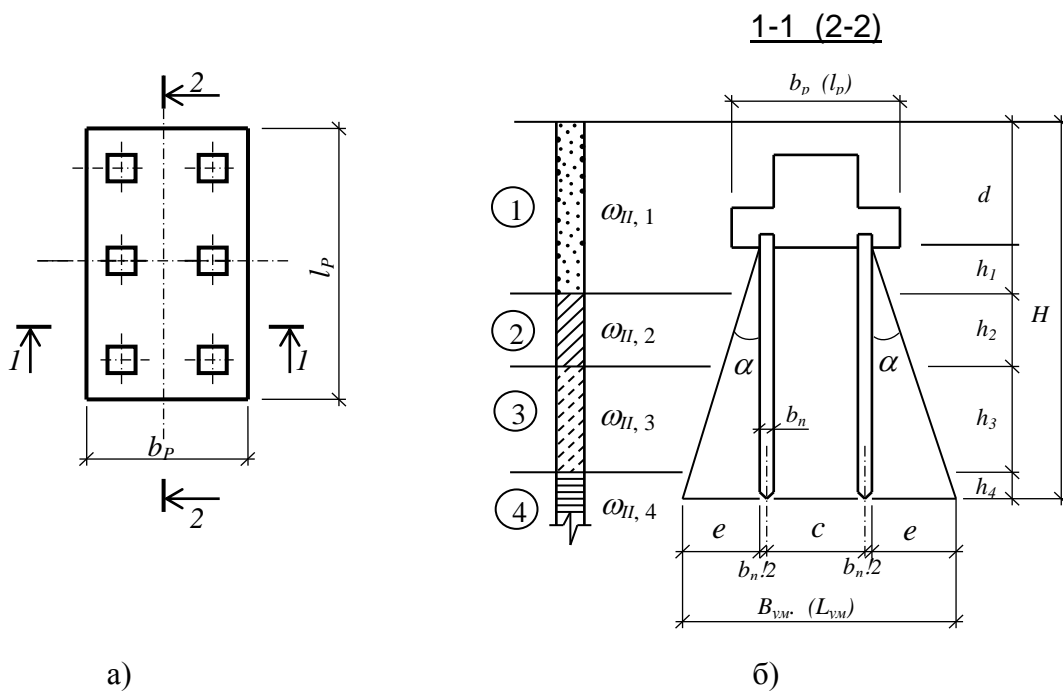


Рисунок 25 – Схема до розрахунку умовної ширини (довжини) підшоши пального фундаменту

Ширину і довжину умовної підшоши визначаємо за формулою:

$$B_{ум} \text{ чи } (L_{ум}) = m \cdot c + b_n + 2e, \quad (42)$$

де  $m$  – кількість рядів паль у перерізі 1-1 (2-2) згідно рис. 25 а, зменшених на 1. Величину  $e$  розраховуємо за формулою  $e = tg\alpha \cdot \sum_{i=1}^n h_i$ .

## 5.9. Перевірка величин нормальних напружень по підшоші умовного пального фундаменту

### 5.9.1. Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір  $R$  ґрунту основи умовного пального фундаменту визначаємо за формулою:



$$R = \frac{\gamma_{C1} \gamma_{C2}}{k} \left( M_{\gamma} k_z B_{ум} \gamma_{II} + M_q H \gamma'_{II} + M_c C_{II} \right), \quad (43)$$

де  $\gamma_{C1}$ ,  $\gamma_{C2}$ ,  $k$ ,  $M_{\gamma}$ ,  $M_q$ ,  $M_c$ ,  $k_z$  – ті ж коефіцієнти і параметри, що і у формулі (5);  $\gamma'_{II}$  – усереднене значення питомої ваги ґрунту, розташованої вище підшови умовного пальового фундаменту, що визначається відповідно до схеми рис. 25 за формулою 7;  $H$  – глибина закладання підшови умовного пальового фундаменту.

### 5.9.2. Перевірка напруження під підшовою умовного пальового фундаменту

Перевірка величин нормальних напружень під підшовою умовного пальового фундаменту полягає у виконанні нерівності

$$p \leq R, \quad (44)$$

де  $p$  – середній тиск під підшовою, що визначається за формулою

$$p = \frac{N_{II} + Q_p + Q_{ep} + Q_n}{A_{ум}}. \quad (45)$$

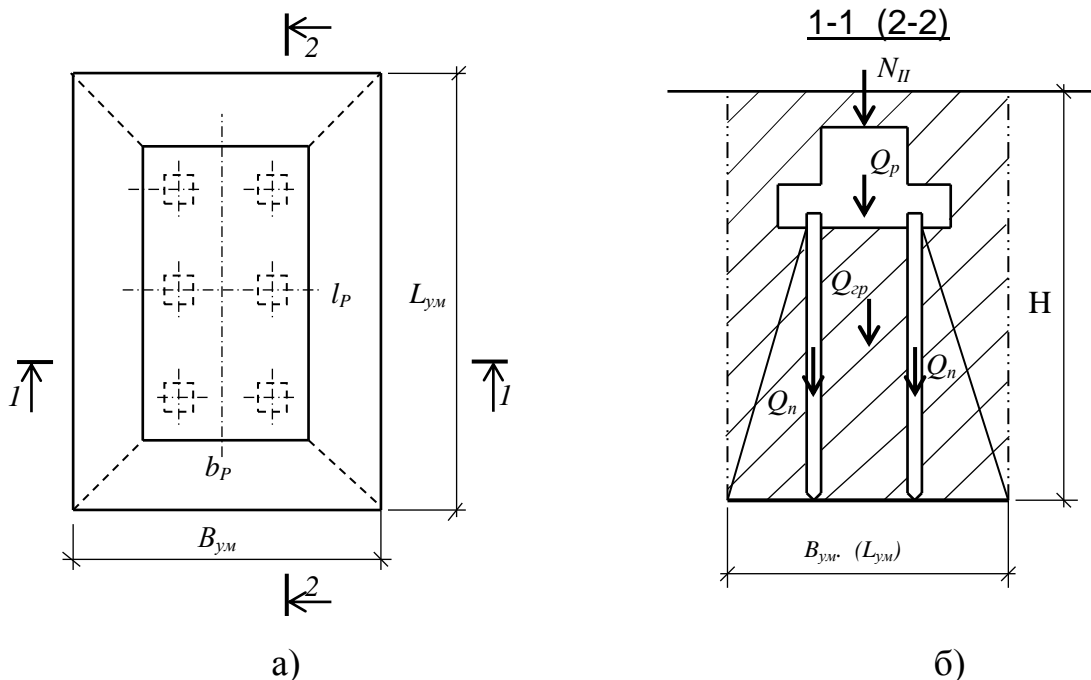


Рисунок 26 – Схема до розрахунку середнього тиску під підшовою умовного пальового фундаменту

Значення  $N_{II}$ ,  $Q_p$ ,  $Q_n$  ті ж, що у формулі (37).  $Q_{zp}$  – власна вага всього масиву ґрунту, що тисне по площі  $A_{ум}$

$$Q_{zp} = A_{ум} \cdot H \cdot \gamma'_{II}. \quad (46)$$

Площу підшви умовного пальового фундаменту визначаємо в залежності від типу ростверку:

- для ростверку квадратного в плані -  $A_{ум} = (B_{ум})^2$ ;
- для ростверку прямокутного в плані -  $A_{ум} = B_{ум} \cdot L_{ум}$ ;
- для стрічкового ростверку -  $A_{ум} = B_{ум} \cdot 1$ .

### 5.10. Розрахунок осідання пальового фундаменту

Розрахунок осідання пальового фундаменту проводимо як для умовного фундаменту на природній основі.

Розрахунок складається з 3-х частин:

- 1) власне розрахунок величин максимальних осідань окремих пальових фундаментів;
- 2) перевірка величин абсолютних деформацій основи;
- 3) перевірка величин відносних деформацій поруч розташованих і конструктивно пов'язаних надземною частиною будівлі фундаментів.

Розрахунок максимальних осідань пальових фундаментів слід виконувати в табличній формі аналогічно розрахунку для фундаменту неглибокого закладання. Перевірку величин абсолютних і відносних деформацій основ зводиться до перевірки виконання нерівностей за формулами (31) і (32).

$$S_{max} \leq S_{max,u} \text{ і } \frac{|S_{max,i} - S_{max,j}|}{L} \leq \left( \frac{\Delta S}{L} \right)_u.$$

Величини гранично допустимих деформацій  $S_{max,u}$  і  $\left( \frac{\Delta S}{L} \right)_u$  знаходяться в

залежності від конструктивного типу будівлі згідно даних табл. [6] або табл.19.

## 6. Підбір фундаментних балок (рандбалок)

Підбір фундаментних балок здійснюємо на основі: об'ємно-планувальних рішень будівлі; прийнятих конструктивних форм фундаменту; конструктивних вимог до розташування фундаментних балок в плані і перерізі; існуючого сортаменту збірних залізобетонних фундаментних балок.

Фундаментні балки промислових і цивільних будинків розташовуються в плані під огорожувальною конструкцією і опираються, відповідно до рис. 27.

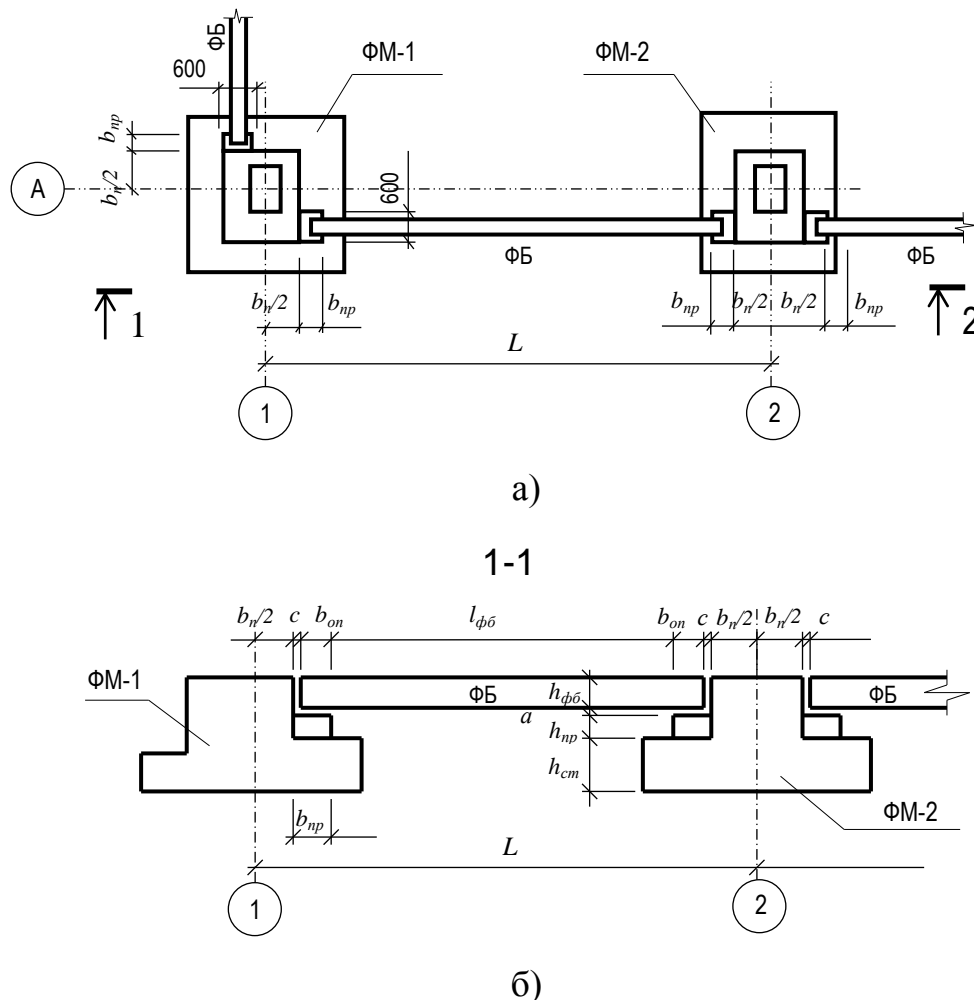


Рисунок 27 – Конструювання розташування фундаментних балок:

а – в плані; б – у вертикальному перерізі

Підбір конкретної марки фундаментної балки і конструювання її розташування у вертикальній площині здійснюємо в кілька послідовних етапів:

- 1) з табл. 23 або 24 в залежності від кроку колон підбираємо висоту балки –  $h_{ф.б.}$  ;
- 2) враховуючи, що  $a = 20$  мм, визначаємо потрібну висоту –  $h_{np}$ ;
- 3) максимально допустиму довжину фундаментної балки розраховуємо за формулою:

$$l_{ф.б.} = L - b_n - 2c , \quad (47)$$

де  $c$  – мінімальний просвіт між торцем балки і підколонником, рівний 20 мм;

- 4) за сортаментом фундаментних балок (табл. 23 або 24) здійснюємо підбір найбільш близької за довжиною балки до обчисленої за формулою (47);
- 5) величину  $b_{np}$  розраховуємо за формулою

$$b_{np} \geq b_{on} + c , \quad (48)$$

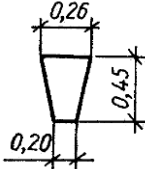
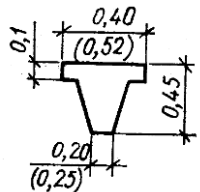
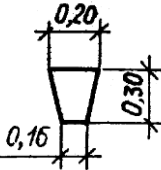
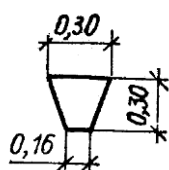
де  $b_{on}$  призначаємо з умови  $b_{on}/120$  мм. Остаточний розмір  $b_{np}$  приймаємо кратним 150 мм;

- б) коректуємо розміри підколонника в залежності від ширини обраної балки.

Таблиця 23 – Сортамент фундаментних балок для кроку колон 12 м

Переріз балки	Марка	Розмір, мм			Об'єм, м <sup>3</sup>
		довжина	висота	ширина	
	ФБН1	10700	400	300	1,16
	ФБН1-К	10200			1,11
	ФБН2	10700	600	400	2,05
	ФБН2-К	10200			1,95
	ФБН3	11960	400	300	1,29
	ФБН4	11960	600	400	2,29

Таблиця 24 – Сортамент фундаментних балок для кроку колон 6 м

Переріз балки	Довжина, мм	Вага, т	Переріз балки	Довжина, мм	Вага, т
	5950	1,6		5950	0,8
	5050	1,3		5050	0,7
	4750	1,2		4750	0,7
	4450	1,2		4450	0,6
	4300	1,1		4300	0,6
	5950	1,8		5950	1,0
	5050	1,5		5050	0,9
	4750	1,4		4750	0,8
	4450	1,3		4450	0,8
	4300	1,3		4300	0,8

Приклад компонування робочого креслення фундаменту на природній основі й пальового зображень у додатку 1.

## 7. Приклад розрахунку фундаментів

### 7.1. Розрахунок основних характеристик ґрунтів

#### 7.1.1. Вихідні дані на проектування

Основним завданням даної курсового проекту – запроективати 2 типи фундаментів для безкаркасної багатопверхової будівлі:

1) фундамент мілкового закладання, бутобетоний на цегляну стіну за II-ю групою граничних станів, перевіривши виконання двох основних вимог:

$$P \leq R; \sigma_{zg} + \sigma_{zp} \leq R_z.$$

А також розрахувати осадку фундаменту перевіривши виконання умови:

$$S \leq S_u.$$

2) пальовий фундамент (забивні палі та монолітний ростверк) для даної будівлі за I-ю групою граничних станів, перевіривши виконання вимоги:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}$$

та II-ю групою граничних станів, перевіривши виконання умови:

$$P \leq R.$$

Приклад даних до проектування:

- Місце будівництва – м. Львів

- склад ґрунтів: 1-рослинний шар; 2-пісок дрібнозернистий; 3-супісок пілуватий; 4- глина третинна.

- Матеріал фундаменту – стрічковий монолітний бутобетонний

Необхідно запроективати:

а) фундамент мілкового закладання цегляного безкаркасного будинку:

Розміри безкаркасного цегляного будинку в осях – 51,7×12,9 м Висота будівлі – h=29,9 м. Опорна надземна конструкція - цегляна стіна.

Тип фундаменту, що проектується — стрічковий фундамент мілкового закладання. Конструктивна схема з поперечними і повздовжніми несучими стінами. Товщина стіни зовнішньої b=510 мм, внутрішньої b=380 мм.

Температурний режим будівлі — опалювальна.

б) пальовий фундамент для даного житлового 9-ти поверхового будинку.

### 7.1.2. Дані інженерно-геологічних робіт

Інженерні роботи є важливою і не від'ємною частиною будівництва і передують проектуванню і виконанню робіт по встановленню основи і фундаменту.

Основи і фундаменти проектуються з врахуванням природних та інших особливостей свого району, території будівництва і окремих будівельних майданчиків. Матеріали і дані, які потрібні для проектування, отримуємо з інженерно-геологічних робіт.

В таблиці 25 подані характеристики ґрунтів будівельного майданчика.

## Геологічний розріз

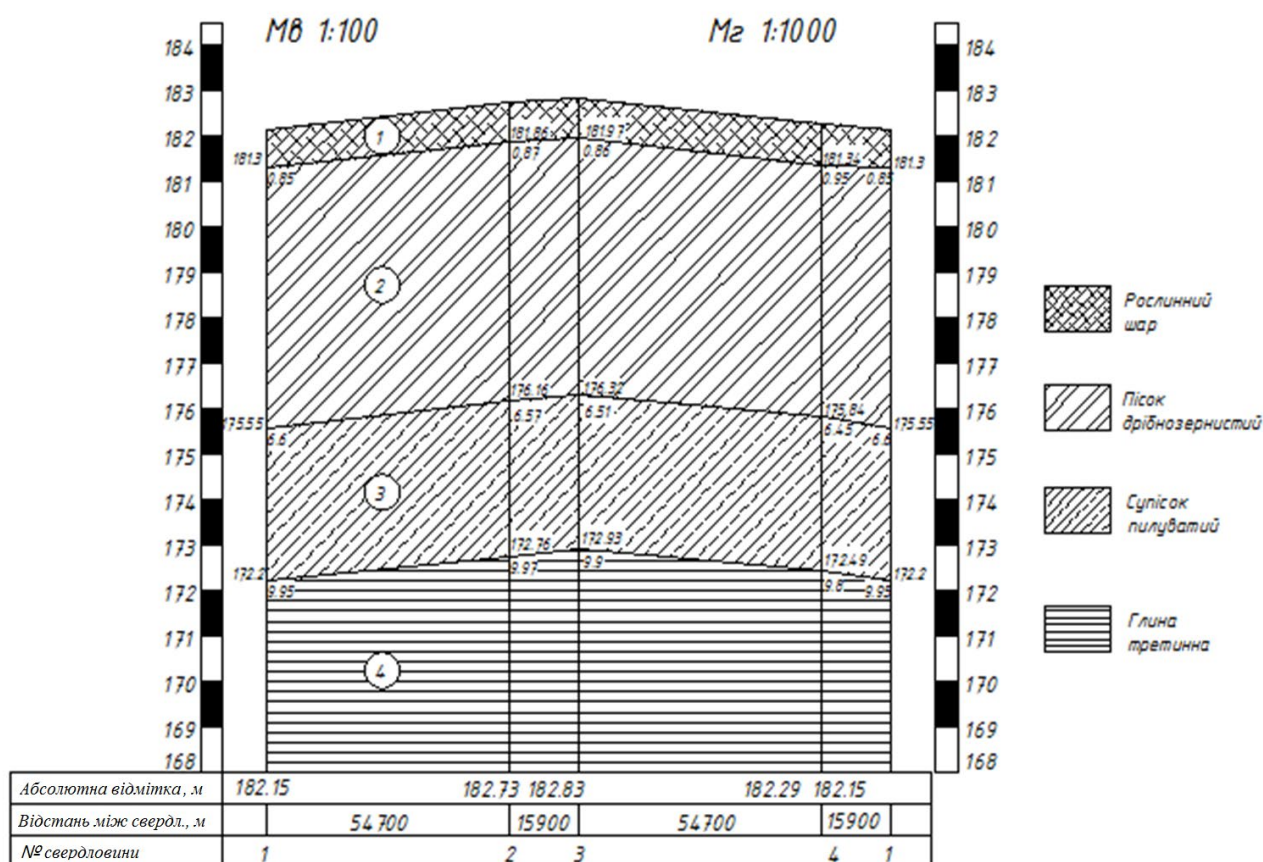


Рисунок 28 – Геологічний розріз ґрунтів.

Таблиця 25 – Характеристики ґрунтів основи.

Шар ґрунту	Потужність шару, м	$\gamma_n, \frac{\kappa H}{m^3}$	$\gamma_s, \frac{\kappa H}{m^3}$	Вологість			Характеристики міцності		Коеф. Пуасона	Дані випробувань ґрунту штампом площею $A=0,5 \text{ м}^2$	
				$w$	$w_L$	$w_P$	$\varphi_n, \text{ град.}$	$C_{II}, \text{ кПа}$		$\nu$	$P, \text{ кПа}$
Рослинний шар	0,8-1,0	16,0	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-
Пісок дрібнозернистий	5,5-5,8	19,0	26,5	0,18	-	-	-	-	0,28	-	-
Супісок пилюватий	3,2-3,5	16,7	26,7	0,19	0,22	0,15	$20^0$	4	0,36	100	0,0069
										200	0,0138
										300	0,0207
										400	0,03
Глина третинна	Необм.	27,4	27,4	0,24	0,46	0,16	-	-	0,42	-	-
Рівень ґрунтових вод – 2,75 м											



### 7.1.3. Розрахунок фізико-механічних і деформаційно-міцнісних характеристик ґрунту

Визначимо фізико-механічні властивості кожного шару ґрунту, і встановимо придатність його до застосування в якості основи під фундамент.

#### а) Рослинний шар:

1. Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+W} = \frac{16}{1+0,12} = 14,29 \text{ кН} / \text{м}^3$$

#### б) пісок дрібнозернистий:

1. Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+W} = \frac{19}{1+0,18} = 16,1 \text{ кН} / \text{м}^3$$

2. Визначаємо коефіцієнт пористості даного шару ґрунту:

$$e = \frac{\gamma_s(1+W)}{\gamma_d} - 1 = \frac{26,5(1+0,18)}{19} - 1 = 0,65;$$

5. Визначаємо степінь вологості шару ґрунту,  $S_r$ :

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,18 \cdot 26,5}{0,65 \cdot 10} = 0,73 ,$$

де  $\gamma_w$  — питома вага води, що дорівнює  $10 \text{ кН} / \text{м}^3$ .

#### в) супісок пилуватий:

1. Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+W} = \frac{17,2}{1+0,19} = 14,45 \text{ кН} / \text{м}^3$$

2. Визначаємо коефіцієнт пористості даного шару ґрунту:

$$e = \frac{\gamma_s(1+W)}{\gamma_d} - 1 = \frac{26,7(1+0,19)}{17,2} - 1 = 0,85;$$

3. Визначаємо консистенцію ґрунту за показником пластичності:

$$I_P = W_L - W_P = 0,22 - 0,15 = 0,07 ;$$

4. Визначаємо консистенцію ґрунту за показником текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,19 - 0,15}{0,07} = 0,57.$$

5. Визначаємо степінь вологості шару ґрунту,  $S_r$ :

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,19 \cdot 26,7}{0,85 \cdot 10} = 0,6,$$

де  $\gamma_w$  — питома вага води, що дорівнює  $10 \text{ кН} / \text{м}^3$ .

6. Визначаємо показник просідання  $I_{SS}$ :

$$I_{SS} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,59 - 0,85}{1 + 0,85} = 0,14;$$

$$e_L = \frac{W_L \cdot \gamma_s}{\gamma_w} = \frac{0,22 \cdot 26,7}{10} = 0,59;$$

**г) глина третинна:**

1. Питома вага сухого ґрунту:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + W} = \frac{20}{1 + 0,24} = 16,13 \text{ кН} / \text{м}^3$$

2. Визначаємо коефіцієнт пористості даного шару ґрунту:

$$e = \frac{\gamma_s(1 + W)}{\gamma_d} - 1 = \frac{27,4(1 + 0,24)}{20} - 1 = 0,7;$$

3. Визначаємо консистенцію ґрунту за показником пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 0,46 - 0,16 = 0,3;$$

4. Визначаємо консистенцію ґрунту за показником текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,24 - 0,16}{0,3} = 0,27.$$

5. Визначаємо степінь вологості шару ґрунту,  $S_r$ :

$$S_r = \frac{W \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,24 \cdot 27,4}{0,7 \cdot 10} = 0,94,$$

де  $\gamma_w$  — питома вага води, що дорівнює  $10 \text{ кН} / \text{м}^3$ .

6. Визначаємо показник просідання  $I_{SS}$ :

$$I_{SS} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{1,26 - 0,7}{1 + 0,7} = 0,33;$$

$$e_L = \frac{W_L \cdot \gamma_s}{\gamma_w} = \frac{0,46 \cdot 27,4}{10} = 1,26;$$

Таблиця 26 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Кількість шарів	Потужність шару, м	Шар ґрунту	Питома вага частинок ґрунту $\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	Питома вага ґрунту $\gamma_n$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість $W$ , %	Вологість на границі текучості $W_L$ , %	Вологість на границі пластичності $W_P$ , %	Питома вага висушеного ґрунту $\gamma_d$ , кН/м <sup>3</sup>	Коефіцієнт пористості $e$	Число пластичності $I_P$ , %	Число текучості $I_L$ , %	Ступінь вологості $S_r$	Показник просідання $I_{ss}$	Відносний коеф. стиснення ґрунту $m_v$ , МПа <sup>-1</sup>	Модуль від загальної деформ. ґрунту $E_0$ , МПа	Кут внутрішнього тертя ґрунту $\phi_n$ , град	Питома зчеплення ґрунту $C_n$ , кПа	Розрахунковий опір ґрунту $R_0$ , кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1	0,8-1,0	Рослинний шар	-	16,0	12	-	-	14,29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	5,5-5,8	Пісок дрібнозернистий, серед. щільності, вологий	26,5	19,0	18	-	-	16,1	0,65	-	-	0,73	-	0,03	28	33	2	200
3	3,2-3,5	Супісок пилуватий, пластичний	26,7	17,2	19	22	15	14,45	0,85	7	57	0,6	0,14	0,085	8,71	20	4	221,5
4	Необм.	Глина третинна, тугопластична	27,4	20,0	24	46	16	16,13	0,7	30	27	0,94	0,33	0,03	15	17,5	53,5	359,5
Рівень ґрунтових вод – 2,75м																		

## 7.2. Збір навантаження

### 7.2.1. Збір навантаження на зовнішню стіну

#### Постійні вертикальні навантаження $\text{кН/м}^2$ :

Покриття (гідроізол., гравій, утеп.) на $1 \text{ м}^2$ проєкції	2
Дахове перекриття	3,8
Міжповерхове перекриття	3,6
Перегородка на $1 \text{ м}^2$	1
Цегляна кладка	18

#### Тимчасові нормативні навантаження, $\text{кН/м}^2$ :

На $1 \text{ м}^2$ проєкції покриття від снігу	1,31
дахове перекриття	0,75
міжповерхові перекриття	1,5

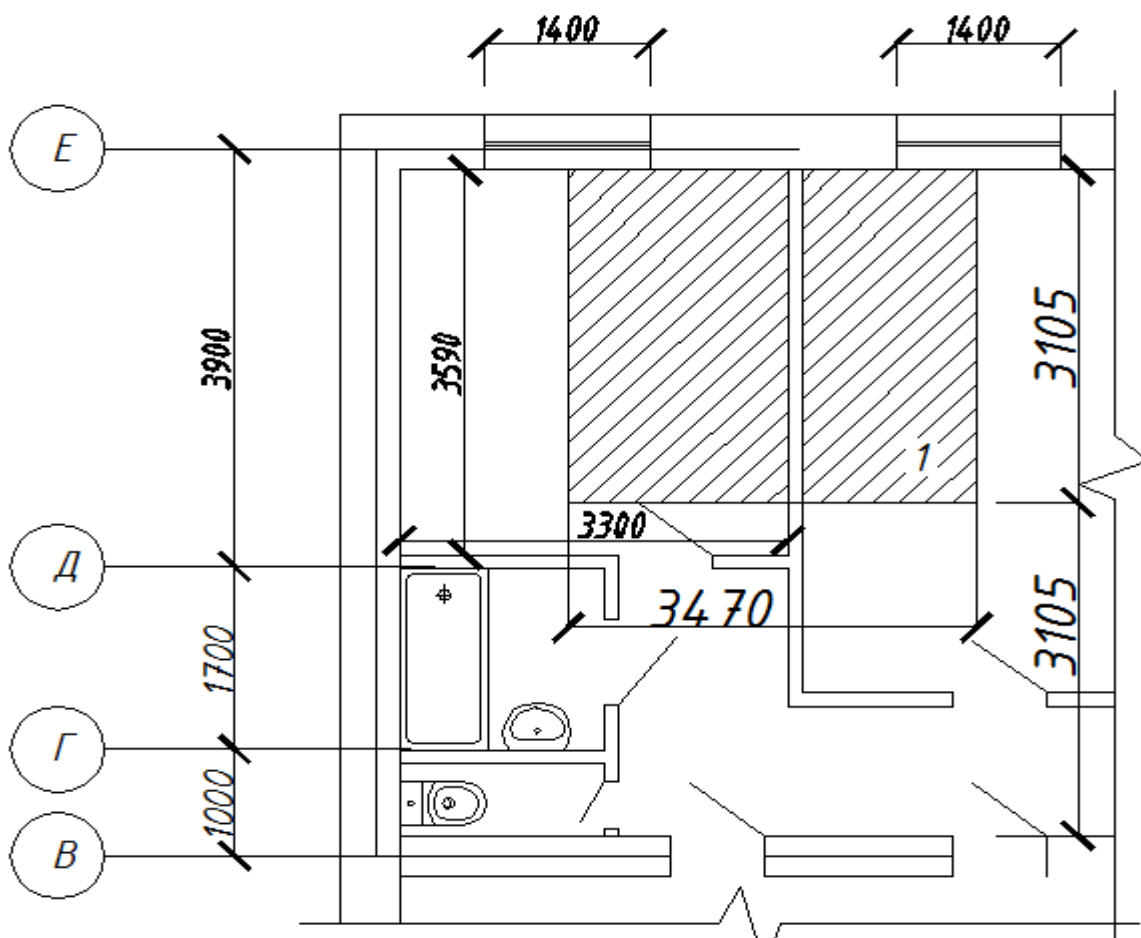


Рисунок 29 – Вантажна площа для зовнішньої стіни.

## Визначаємо навантаження на зовнішню стіну по осі А.

Вантажна площа:

$$A_{зov.} = b \times d = 3,47 \times 3,105 = 10,77 \text{ м}^2$$

## Нормативні навантаження на 3,22 м довжини фундаменту кН:

$$N_{покp. зovн.} = q_{покp.} \times A_{зovн.} = 2 \times 10,77 = 21,54 \text{ кН}$$

$$N_{дах. перек. зovн.} = q_{дах.перек.} \times A_{зovн.} = 3,8 \times 10,77 = 40,93 \text{ кН}$$

$$N_{пер. зovн.} = q_{пер.} \times A_{зovн.} \times n_{пер} = 3,6 \times 10,77 \times 10 = 387,72 \text{ кН}$$

$$N_{перег. зovн.} = q_{перег.} \times A_{зovн.} \times n = 1 \times 10,77 \times 9 = 96,93 \text{ кН}$$

$$N_{ст. зov. 1-9} = q_{ст.зovн.} \times d_{зov.} \times n \times (H_{нов.} \times b - S_{пор.}) = 18 \times 0,51 \times 9 \times (3 \times 3,47 - (1,5 \times 1,4)) = 686,57 \text{ кН}$$

$$N_{ст. зov. технiк.} = q_{ст.зovн.} \times d_{зov.} \times H_{нов.} \times b = 18 \times 0,51 \times 1,78 \times 3,47 = 56,7 \text{ кН}$$

---

**Всього = 1290,39 кН**

## Тимчасові навантаження кН:

$$N_{сн. зov.} = S \times A_{зov.} = 1,31 \times 10,77 = 14,11 \text{ кН}$$

$$S = S_0 \times \mu = 1,31 \times 1 = 1,31 \text{ кН/м}^2$$

де  $S$  - нормативне значення снігового навантаження.

$S_0$  - вага снігового покриву на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальної поверхні землі.

$\mu$  - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття.

$$N_{дах.перек. зov.} = q_{дах.перек.} \times A_{зov.} = 0,75 \times 10,77 = 8,08 \text{ кН}$$

$$N_{між пов. перек. зov.} = q_{між пов.перек.} \times A_{зov.} \times n \times \Psi_n = 1,5 \times 10,77 \times 10 \times 0,49 = 79,16 \text{ кН}$$

$$\Psi_n = 0,3 + 0,6/\sqrt{n} = 0,3 + 0,6/\sqrt{10} = 0,49$$

де  $\Psi_n$  – понижуючий коефіцієнт.

---

**Всього = 101,35 кН**

Розрахункові навантаження на 1 м зовнішньої стіни:

$$N_{п.зovн.}^p = \frac{\sum N_{пoc.}}{b}$$

$$N_{п.з.овн.}^p = \frac{1290,39}{3,47} = 371,87 \text{ кН}$$

$$N_{тимч.з.овн.}^p = \frac{\sum N_{тим.}}{b}$$

$$N_{тимч.з.овн.}^p = \frac{101,35}{3,47} = 29,21 \text{ кН.}$$

### 7.2.2. Збір навантаження під внутрішню стіну

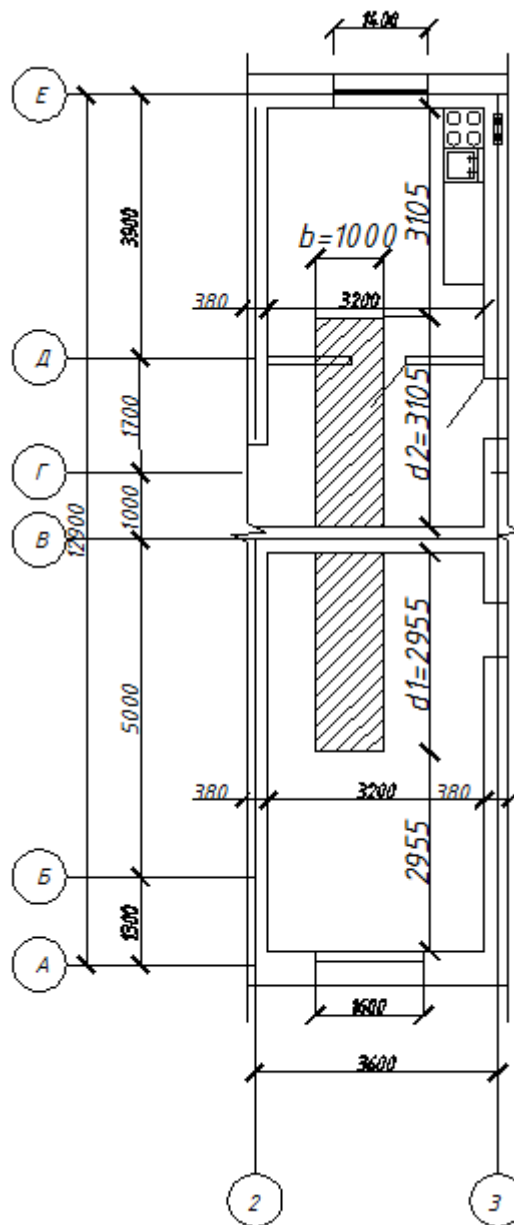


Рисунок 30 – Вантажна площа для внутрішньої стіни

## Визначаємо навантаження на внутрішню стіну по осі В.

Вантажна площа:

$$A_{\text{внут.}} = (d1+d2) \times b = (2,955+3,105) \times 1 = 6,06 \text{ м}^2$$

### Постійні навантаження від конструкцій, кН:

$$N_{\text{покр. внут.}} = q_{\text{покр.}} \times A_{\text{внут.}} = 2 \times 6,06 = 12,12 \text{ кН}$$

$$N_{\text{дах. перек. внут.}} = q_{\text{дах.перек.}} \times A_{\text{внут.}} = 3,8 \times 6,06 = 23,03 \text{ кН}$$

$$N_{\text{перек. внут.}} = q_{\text{пер.}} \times A_{\text{внут.}} \times n_{\text{пер}} = 3,6 \times 6,06 \times 10 = 218,2 \text{ кН}$$

$$N_{\text{перег. внут.}} = q_{\text{перег.}} \times A_{\text{внут.}} \times n = 1 \times 6,06 \times 9 = 54,54 \text{ кН}$$

$$N_{\text{ст. внут.}} = H_{\text{буд. внут. ст.}} \times q_{\text{ст.внут.}} \times d_{\text{внут.}} \times (1 - 0,075) = 29,8 \times 18 \times$$

$$0,38 \times 0,925 =$$

$$= 188,54 \text{ кН}$$

---

**Всього = 496,43 кН**

### Тимчасові навантаження, кН:

$$N_{\text{сн. внут.}} = S \times A_{\text{внут.}} = 1,31 \times 6,06 = 7,94 \text{ кН}$$

$$N_{\text{дах.перек. внут.}} = q_{\text{дах.перек.}} \times A_{\text{внут.}} = 0,75 \times 6,06 = 4,54 \text{ кН}$$

$$N_{\text{між пов. перек. внут.}} = q_{\text{між пов.перек.}} \times A_{\text{внут.}} \times n \times \Psi_n = 1,5 \times 6,06 \times 10 \times 0,49 =$$

$$44,54 \text{ кН}$$

---

**Всього = 57,02 кН**

Розрахункові навантаження на 1 м довжини внутрішньої стіни:

$$N_{\text{п.внут.}}^{\text{р}} = \frac{\sum N_{\text{пос.}}}{b}$$

$$N_{\text{п.внут.}}^{\text{р}} = \frac{496,43}{1} * 1 = 496,43 \text{ кН}$$

$$N_{\text{т.внут.}}^{\text{р}} = \frac{\sum N_{\text{тим.}}}{b}$$

$$N_{\text{т.внут.}}^{\text{р}} = \frac{57,02}{1} * 1 = 57,02 \text{ кН.}$$

### 7.3. Розрахунок стрічкового збірною залізобетонного фундаменту

#### 7.3.1. Визначення глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаментів повинна прийматись з урахуванням:

- призначення і конструктивних особливостей об'єктів, що проектуються, навантажень і впливів на фундаменти;
- глибини закладання фундаментів суміжних об'єктів та прокладання інженерних комунікацій;
- рельєфу існуючого і після інженерної підготовки території забудови;
- інженерно-геологічних умов ділянки будівництва
- гідрогеологічних умов ділянки будівництва й можливих їх змін у процесі будівництва й експлуатації об'єктів;
- глибини сезонного промерзання ґрунтів.

Нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту приймають такою, що дорівнює середній із щорічних максимальних глибин сезонного промерзання ґрунтів (за даними спостережень за період не менше ніж 10 років) на відкритій, оголеній від снігу і доступній для впливу вітру горизонтальній поверхні майданчика при рівні підземних вод, розташованому нижче глибини сезонного промерзання ґрунтів.

При використанні результатів спостережень за фактичною глибиною промерзання слід ураховувати, що вона повинна визначатись за температурою, що характеризує (згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2) перехід пластично мерзлого ґрунту у твердо мерзлий.

Визначаємо нормативну глибину промерзання за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{Mt}, \text{ м}$$

де  $d_{fn}$  - нормативна глибина промерзання;



$d_0$  - величина, яка приймається для супісків і пісків пилюватих та дрібних  $d_0 = 0,28$ ;

$Mt$  – безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі.

$$Mt = (-5) + (-4,2) + (-2,6) = -11,8$$

$$d_{fn} = 0,28 \cdot \sqrt{11,8} = 0,96 \text{ м}$$

Визначаємо розрахункову величину промерзання за формулою:

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h, \text{ м}$$

де  $d_f$  - розрахункову величину промерзання;

$d_{fn}$  - нормативну глибину промерзання;

$k_h$  - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, приймають: для зовнішніх фундаментів опалюваних будівель - за таблицею Г.1

$$d_f = 0,96 \cdot 0,6 = 0,58 \text{ м}$$

Відмітку підосви фундаменту призначаємо не менше 0,2 м нижче розрахункової глибини промерзання:

$$d_1 = d_f + 0,2 = 0,58 + 0,2 = 0,78 \text{ м}$$

За геологічними умовами:

$$d_2 = d_n + 0,4 = 0,95 + 0,4 = 1,35 \text{ м}$$

З конструктивних міркувань глибину закладання підосви фундаменту  $d$  визначаємо за формулою:

$$d = n_{\text{БЛОК}} \cdot h_{\text{БЛОК}} + h_{\text{ПОДУШ.}} - h_{\text{РІВ. ПЛАН.}}$$

$$d = 4 \cdot 0,6 + 0,3 - 0,86 = 1,84 \text{ м}$$

Остаточно приймаємо глибину закладання фундаменту 1,84 м.

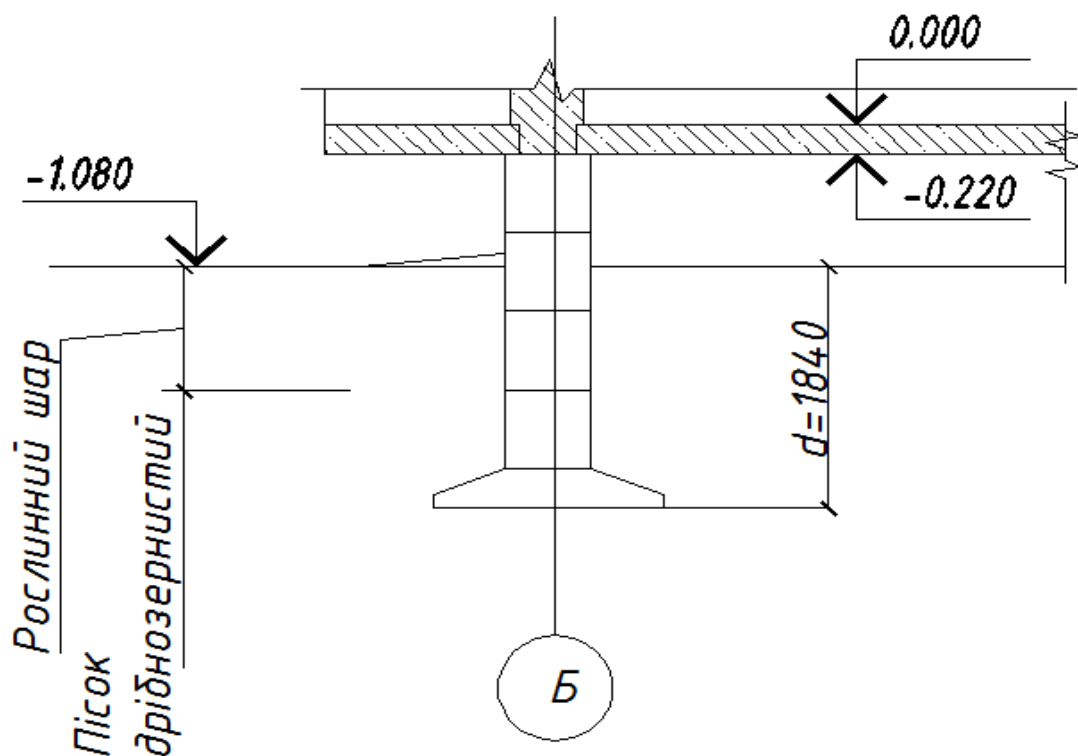


Рисунок 31 – Схема розміщення фундаменту у ґрунті.

### 7.3.2. Визначення розмірів стрічкового фундаменту під зовнішню стіну

Визначаємо розміри подошви фундаменту подошви фундаменту

$$b_0 = \frac{N}{R_0 - \gamma_0 \cdot d} = \frac{401,08}{200 - 20 \cdot 1,84} = 2,46\text{м}$$

де,  $\gamma_0$  – усереднене значення питомої ваги матеріалу складових фундаменту і ґрунту на його уступах, рівне  $20 \text{ кН/м}^3$ ;

$R_0$  – умовний розрахунковий опір ґрунту, розташованого, безпосередньо, під подошвою фундаменту (зі зведеної табл. 1 фізико-механічних характеристик ґрунтів).

#### Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір  $R$  для шару ґрунту, розташованого під подошвою фундаменту визначаємо за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b_0 \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_n];$$

де,  $\gamma_{C1}$  і  $\gamma_{C2}$  – коефіцієнти умов роботи, які прийняті за табл. 13. За табличними даними отримаємо відповідно  $\gamma_{C1}=1,3$ ;  $\gamma_{C2}=1,0$

Коефіцієнт  $k$  приймаємо рівним 1,1

Коефіцієнти  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  визначаємо за табл. 14 [2] в залежності від величини кута внутрішнього тертя шару ґрунту, розташованого безпосередньо під підшовою фундаменту. За табличними даними отримуємо значення  $M_\gamma = 1,44$ ;  $M_q = 6,67$ ;  $M_c = 8,88$ , відповідно.

$\kappa_z$  - коефіцієнт впливу площі фундаменту. Для фундаментів шириною  $b < 10\text{м}$ ,  $\kappa_z = 1$ ;

Значення  $\gamma_{II}$  розраховуємо за формулою

$$\gamma_{II} = 19,0 \text{ кН/м}^3.$$

Значення  $\gamma'_{II}$  знаходимо за формулою

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{16,0 \cdot 0,95 + 19,0 \cdot 0,89}{1,84} = 17,45 \text{ кН/м}^3$$

$d_1 = 1,84$  м - глибина закладання фундаменту;

$b = 2,46$  м - ширина фундаменту;

$$C_{II}=2$$

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [1,44 \cdot 1 \cdot 2,46 \cdot 19,0 + 6,67 \cdot 1,84 \cdot 17,45 + 8,88 \cdot 2] = 353,63 \text{ кПа}.$$

Приймаємо уточнення розмірів, і остаточно приймаємо ширину фундаменту  $b=1,6\text{м}$ . Приймаємо подушку ФС16.24.  $h_{\text{нод}}=0,3\text{м}$ . Отже приймаємо глибину закладання фундаменту  $d=1,84\text{м}$ ,  $b_1 = 1,6\text{м}$ .

Знаходимо фактичний розрахунковий опір ґрунту на рівні підшви фундаменту.

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [1,44 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 19,0 + 6,67 \cdot 1,84 \cdot 17,45 + 8,88 \cdot 2] = 325,82 \text{ кПа}$$

Перевіряємо фактичний тиск від підшви фундаменту

$$P_{\text{ср}} = \frac{\sum N}{b}$$

$\sum N$  - сума розрахункового навантаження на 1м погонний

$$\sum N = N_0 + N_f + N_q$$

Приймаємо питому вагу стінових фундаментних блоків  $24 \text{ кН/м}^3$ , і ґрунту зворотної засипки  $16,4 \text{ кН/м}^3$

$$N_f = \gamma_f \cdot V_f = 24 \cdot 1,82 = 43,68 \text{ кН}$$

$$N_g = \gamma_g \cdot V_g = 16,4 \cdot 1,67 = 27,39 \text{ кН}$$

$$N_0 = 371,87 + 29,21 = 401,08 \text{ кН}$$

$$\Sigma N = 401,08 + 43,68 + 27,39 = 472,15 \text{ кН}$$

$$P = \frac{472,15}{1,6} = 295,09 \text{ кПа}$$

Знаходимо недонапруження під подошвою фундаменту

$$\frac{R - P}{R} \cdot 100 = \frac{325,82 - 295,09}{325,82} \cdot 100 = 9,43\%$$

$$P = 295,09 \text{ кПа} \leq R = 325,82 \text{ кПа}$$

Нерівність виконалася

### 7.3.3. Обчислюємо розміри подошви фундаменту під внутрішню стіну

$$b_0 = \frac{N}{R_0 - \gamma_0 \cdot d} = \frac{553,45}{200 - 20 \cdot 1,84} = 3,39 \text{ м}$$

де,  $\gamma_0$  – усереднене значення питомої ваги матеріалу складових фундаменту і ґрунту на його уступах, рівне  $20 \text{ кН/м}^3$ ;

$R_0$  – умовний розрахунковий опір ґрунту, розташованого, безпосередньо, під подошвою фундаменту (зі зведеної табл. 1 фізико-механічних характеристик ґрунтів).

#### Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір  $R$  для шару ґрунту, розташованого під подошвою фундаменту визначаємо за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b_0 \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_n];$$

де,  $\gamma_{c1}$  і  $\gamma_{c2}$  – коефіцієнти умов роботи, які прийняті за табл. 13. За табличними даними отримаємо відповідно  $\gamma_{c1} = 1,3$ ;  $\gamma_{c2} = 1,0$

Коефіцієнт  $k$  приймаємо рівним 1,1.

Коефіцієнти  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  визначаємо за табл. 14 [2] в залежності від величини кута внутрішнього тертя шару ґрунту, розташованого безпосередньо під подошвою фундаменту. За табличними даними отримуємо значення  $M_\gamma = 1,44$ ;

$M_q = 6,67$ ;  $M_c = 8,88$ , відповідно.

$\kappa_z$  - коефіцієнт впливу площі фундаменту. Для фундаментів шириною  $b < 10\text{м}$ ,  $\kappa_z = 1$ ;

Значення  $\gamma_{II}$  розраховуємо за формулою

$$\gamma_{II} = 19,0 \text{ кН/м}^3.$$

Значення  $\gamma'_{II}$  знаходимо за формулою

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{16,0 \cdot 0,95 + 19,0 \cdot 0,89}{1,84} = 17,45 \text{ кН/м}^3$$

$d_1 = 1,84\text{м}$  - глибина закладання фундаменту;

$b = 3,39\text{ м}$  - ширина фундаменту;

$C_{II} = 2$ ;

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [1,44 \cdot 1 \cdot 3,39 \cdot 19,0 + 6,67 \cdot 1,84 \cdot 17,45 + 8,88 \cdot 2] = 383,7 \text{ кПа}.$$

Приймаємо уточнення розмірів, і остаточно приймаємо ширину фундаменту. Приймаємо подушку ФС20.12.  $h_{\text{нод}} = 0,5\text{м}$ . Отже приймаємо глибину закладання фундаменту  $d = 2,04$ , ширину фундаменту  $b_1 = 2,0\text{м}$ .

Значення  $\gamma'_{II}$  знаходимо за формулою

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{16,0 \cdot 0,95 + 19,0 \cdot 1,09}{2,04} = 17,6 \text{ кН/м}^3$$

Знаходимо фактичний розрахунковий опір ґрунту на рівні подошви фундаменту.

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [1,44 \cdot 1 \cdot 2,0 \cdot 19,0 + 6,67 \cdot 2,04 \cdot 17,6 + 8,88 \cdot 2] = 368,68 \text{ кПа}$$

Перевіряємо фактичний тиск від подошви фундаменту

$$P = \frac{\sum N}{b}$$

$\sum N$  - сума розрахункового навантаження на 1м погоний

$$\sum N = N_0 + N_f + N_q$$

Приймаємо питому вагу стінових фундаментних блоків  $24 \text{ кН/м}^3$ , і ґрунту зворотної засипки  $16,2 \text{ кН/м}^3$

$$N_f = \gamma_f * V_f = 24 * 2,44 = 58,56 \text{ кН}$$

$$N_g = \gamma_g * V_g = 16,2 * 2,16 = 34,99 \text{ кН}$$

$$N_0 = 496,43 + 57,02 = 553,45 \text{ кН}$$

$$\Sigma N = 553,45 + 58,56 + 34,99 = 647 \text{ кН}$$

$$P = \frac{647}{2,0} = 323,5 \text{ кПа}$$

Знаходимо недонапруження під подошвою фундаменту

$$\frac{R - P}{R} * 100 = \frac{368,68 - 323,5}{368,68} * 100 = 12,25\%$$

$$P = 323,5 \text{ кПа} \leq R = 368,68 \text{ кПа}$$

Нерівність виконалася.

#### 7.3.4. Розрахунок осідання фундаменту під зовнішню стіну

Товщину елементарного шару визначаємо за формулою

$$h_l = 0,4 * b = 0,4 * 1,6 = 0,64 \text{ м}$$

Визначаємо навантаження від власної ваги ґрунту характерних точок

1. На подошві першого шару

$$\sigma_{zq} = \gamma_1 * h_1 = 16,0 * 0,95 = 15,2 \text{ кПа}$$

2. На подошві фундаменту

$$\sigma_{zq0} = \sigma_{zq} + \gamma_2 * h_2' = 15,2 + 19,0 * 0,89 = 32,11 \text{ кПа};$$

3. На рівні ґрунтових вод (РГВ)

$$\sigma_{zq2} = \sigma_{zq0} + \gamma_2 * h_2'' = 32,11 + 19,0 * 0,91 = 49,4 \text{ кПа}$$

4. На подошві другого шару

$$\gamma_{B3B1} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,65} = 10 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zq9} = \sigma_{zq2} + \gamma_{B3B} * h_2''' = 49,4 + 10 * 3,7 = 86,4 \text{ кПа}$$

5. На підшві третього шару

$$\gamma_{\text{взв2}} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,7 - 10}{1 + 0,85} = 9,03 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zq15} = \sigma_{zq9} + \gamma_3 * h_3 = 86,4 + 9,03 * 3,35 = 116,65 \text{ кПа}$$

Визначення додаткового тиску на основу

$$P_o = P - \sigma_{zq,0} = 295,09 - 32,11 = 262,98 \text{ кПа}$$

Визначення додаткового напруження на підшві і покрівлі елементарних шарів і осідання кожного елементарного шару приведені в табл. 27.

Таблиця 27 –

Напруження в ґрунті під зовнішньою стіною в залежності від глибини

№	Глибина товщини ґрунту від підшви z	Відносна глибина $\xi = \frac{2z}{b}$	$\alpha$	Напруження від власної ваги $\sigma_{zq}$	Дод. напруження на глибині $\sigma_{zp} = \alpha \times P_o$
0	0	0	1,0	32,11	262,98
1	0,64	0,8	0,881		231,68
2	0,91	1,14	0,791	49,4	208,02
3	1,28	1,6	0,642		168,83
4	1,92	2,4	0,477		125,44
5	2,56	3,2	0,374		98,35
6	3,2	4	0,306		80,47
7	3,84	4,8	0,258		67,85
8	4,48	5,6	0,223		58,64
9	4,61	5,76	0,217	86,4	57,07
10	5,12	6,4	0,196		51,54
11	5,76	7,2	0,175		46,02
12	6,4	8	0,158		41,55
13	7,04	8,8	0,143		37,6
14	7,68	9,6	0,132		34,71
15	7,96	9,95	0,128	116,65	33,66
16	8,32	10,4	0,122	120,33	32,08
17	8,96	11,2	0,113	126,88	29,72
18	9,6	12	0,106	133,43	27,87
19	10,24	12,8	0,103	139,98	27,09

Оскільки,  $E = 28 \text{ МПа} \geq 5 \text{ МПа}$ , розрахунок проводиться до виконання наступної умови:  $\epsilon_{zp} = 0,2 \cdot \epsilon_{zg}$ .

$\epsilon_{zp} \leq 0,2 \cdot \epsilon_{zg}$ . Припиняємо розрахунок на 19 елементарному шарі, оскільки  $27,09 \text{ кПа} \leq 0,2 \cdot 139,98 = 28 \text{ кПа}$ .

Середнє значення додаткового напруження -  $\sigma_{zg,сep} = (\sigma_{zg,i} - \sigma_{zg,i-1})/2$ .

Осідання і-го шару  $S_i = \beta(\sigma_{zp,сep} * h_i) / E_i$

Визначення осідання кожного елементарного шару наведені в табл. 28.

Таблиця 28 – Осідання елементарних шарів ґрунту під зовнішньою стіною

№	Додаткове напруження $\epsilon_{zp}$ , кПа			$E$ , кПа	$h_i$ , см	Осідання і-го шару $S_i$ , см
	$\epsilon_{zpB}$	$\epsilon_{zpH}$	$\epsilon_{zpl}$			
1	262,98	231,68	247,33	28000	64	0,45
2	231,68	208,02	219,85	28000	27	0,17
3	208,02	168,83	188,42	28000	37	0,20
4	168,83	125,44	147,13	28000	64	0,27
5	125,44	98,35	111,89	28000	64	0,20
6	98,35	80,47	89,41	28000	64	0,16
7	80,47	67,85	74,16	28000	64	0,14
8	67,85	58,64	63,24	28000	64	0,12
9	58,64	57,07	57,85	28000	13	0,02
10	57,07	51,54	54,3	8710	51	0,25
11	51,54	46,02	48,78	8710	64	0,29
12	46,02	41,55	43,78	8710	64	0,26
13	41,55	37,6	39,57	8710	64	0,23
14	37,6	34,71	36,15	8710	64	0,21
15	34,71	33,66	34,18	8710	28	0,09
16	33,66	32,08	32,87	15000	36	0,06
17	32,08	29,72	30,9	15000	64	0,11
18	29,72	27,87	28,79	15000	64	0,10
19	27,87	27,09	27,48	15000	64	0,09



Отже, отримане осідання  $S_{max} = 3,42 \text{ см}$  є меншим за допустиме 12 см

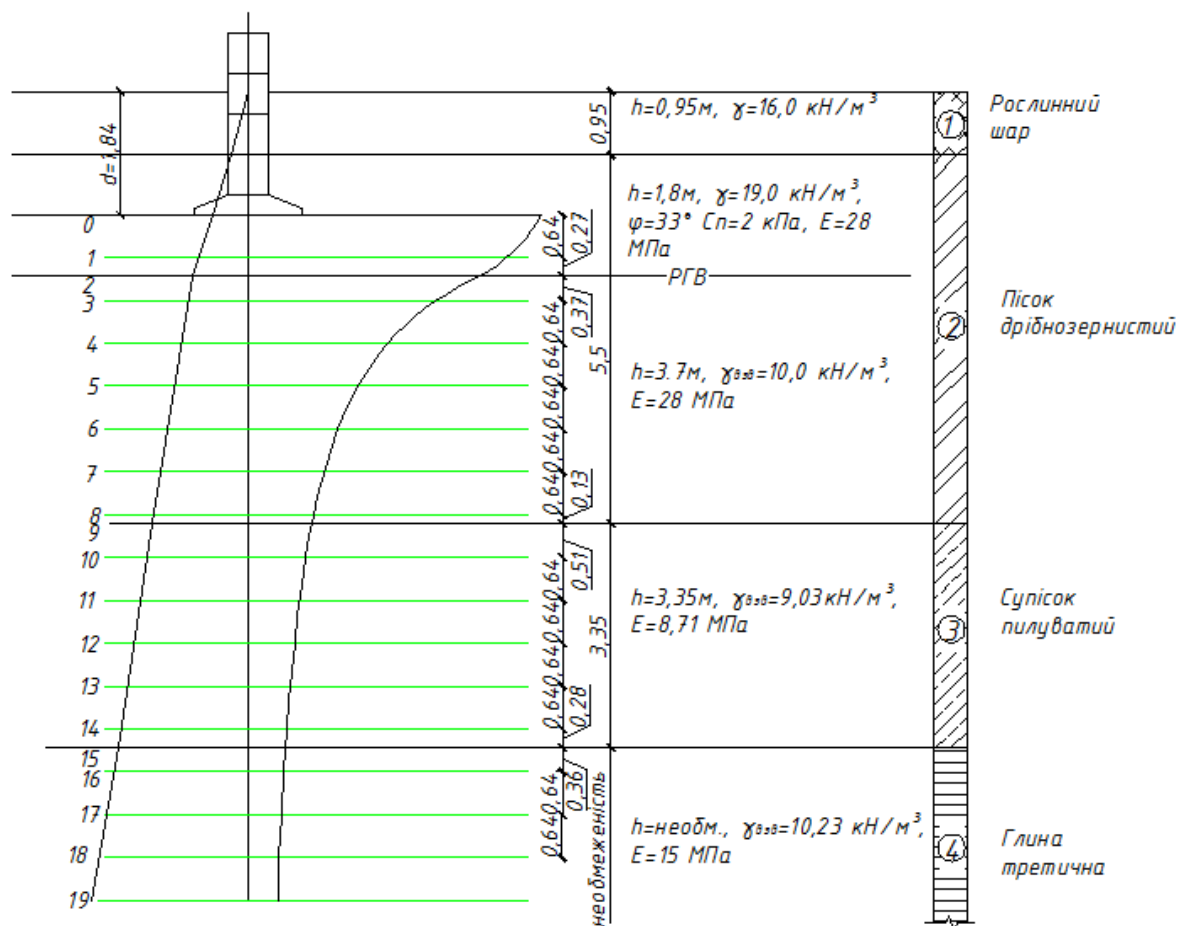


Рисунок 32 – Осідання елементарних шарів під зовнішню стіну

### 7.3.5. Розрахунок осідання фундаменту під внутрішню стіну

Товщину елементарного шару визначаємо за формулою

$$h_1 = 0.4 * b = 0.4 * 2,0 = 0,8 \text{ м}$$

Визначаємо навантаження від власної ваги ґрунту характерних точок

1. На підшві першого шару

$$\sigma_{zq} = \gamma_1 * h_1 = 16,0 * 0,95 = 15,2 \text{ кПа}$$

2. На підшві фундаменту

$$\sigma_{zq0} = \sigma_{zq} + \gamma_2 * h_2' = 15,2 + 19,0 * 1,09 = 35,91 \text{ кПа} ;$$

3. На рівні ґрунтових вод (РГВ)

$$\sigma_{zq1} = \sigma_{zq0} + \gamma_2 * h_2'' = 35,91 + 19,0 * 0,71 = 49,4 \text{ кПа}$$

4. На підшві другого шару

$$\gamma_{B3B} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,65} = 10 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zq7} = \sigma_{zq2} + \gamma_{B3B} * h_2''' = 49,4 + 10 * 3,7 = 86,4 \text{ кПа}$$

5. На підшві третього шару

$$\gamma_{B3B2} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,7 - 10}{1 + 0,85} = 9,03 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zq12} = \sigma_{zq7} + \gamma_3 * h_3 = 86,4 + 9,03 * 3,35 = 116,65 \text{ кПа}$$

Визначення додаткового тиску на основу

$$P_o = P - \sigma_{zq,0} = 323,5 - 35,91 = 287,59 \text{ кПа}$$

Визначення додаткового напруження на підшві і покрівлі елементарних шарів і осідання кожного елементарного шару приведені в табл. 29.

## Напруження в ґрунті під внутрішньою стіною в залежності від глибини

№	Глибина товщини ґрунту від підоснови $z$	Відносна глибина $\xi = \frac{2z}{b}$	$\alpha$	Напруження від власної ваги $\sigma_{zq,0}$	Дод. напруження кПа на глибині $\sigma_{zp} = \alpha \times P_o$
0	0	0	1,0	35,91	287,59
1	0,71	0,71	0,903	49,4	259,69
2	0,8	0,8	0,881		253,37
3	1,6	1,6	0,642		184,63
4	2,4	2,4	0,477		137,18
5	3,2	3,2	0,374		107,56
6	4	4	0,306		88,0
7	4,41	4,41	0,279	123,4	80,24
8	4,8	4,8	0,258		74,2
9	5,6	5,6	0,223		64,13
10	6,4	6,4	0,196		56,37
11	7,2	7,2	0,175		50,33
12	7,76	7,76	0,163	116,65	46,88
13	8	8	0,158	119,1	45,44
14	8,8	8,8	0,143	127,84	41,12
15	9,6	9,6	0,132	136,02	37,96
16	10,4	10,4	0,122	144,2	35,08
17	11,2	11,2	0,113	152,38	32,5
18	12	12	0,106	160,56	30,48

Оскільки,  $E = 28 \text{ МПа} \geq 5 \text{ МПа}$ , розрахунок проводиться до виконання наступної умови:  $\epsilon_{zp} = 0,2 \cdot \epsilon_{zg}$ .

$\epsilon_{zp} = 0,2 \cdot \epsilon_{zg}$ . Припиняємо розрахунок на 18 елементарному шарі, оскільки  $30,48 \text{ кПа} \leq 0,2 \cdot 160,56 = 32,11 \text{ кПа}$

Середнє значення додаткового напруження -  $\sigma_{zg,cep} = (\sigma_{zg,i} - \sigma_{zg,i-1}) / 2$ .

Осідання і-го шару  $S_i = \beta(\sigma_{zp,cep} * h_i) / E_i$

Визначення осідання кожного елементарного шару наведені в табл. 30.

Таблиця 30 – Осідання елементарних шарів ґрунту під зовнішньою стіною

№	Додаткове напруження $\sigma_{zp}$ , кПа			$E$ , кПа	$h_i$ , см	Осідання і-того шару $S_i$ , см
	$\sigma_{zpB}$	$\sigma_{zpH}$	$\sigma_{zpI}$			
1	287,59	259,69	273,64	28000	71	0,55
2	259,69	253,37	256,53	28000	9	0,07
3	253,37	184,63	219	28000	80	0,5
4	184,63	137,18	160,91	28000	80	0,37
5	137,18	107,56	122,37	28000	80	0,28
6	107,56	88,0	97,78	28000	80	0,22
7	88,0	80,24	84,12	28000	41	0,1
8	80,24	74,2	77,22	8710	39	0,28
9	74,2	64,13	69,17	8710	80	0,51
10	64,13	56,37	60,25	8710	80	0,44
11	56,37	50,33	53,35	8710	80	0,39
12	50,33	46,88	48,61	8710	56	0,25
13	46,88	45,44	46,16	15000	24	0,06
14	45,44	41,12	43,28	15000	80	0,18
15	41,12	37,96	39,54	15000	80	0,17
16	37,96	35,08	36,52	15000	80	0,16
17	35,08	32,5	33,79	15000	80	0,14
18	32,5	30,48	31,49	15000	80	0,13

Отже, отримане осідання  $S_{max} = 4,8$  см є меншим за допустиме 12 см.

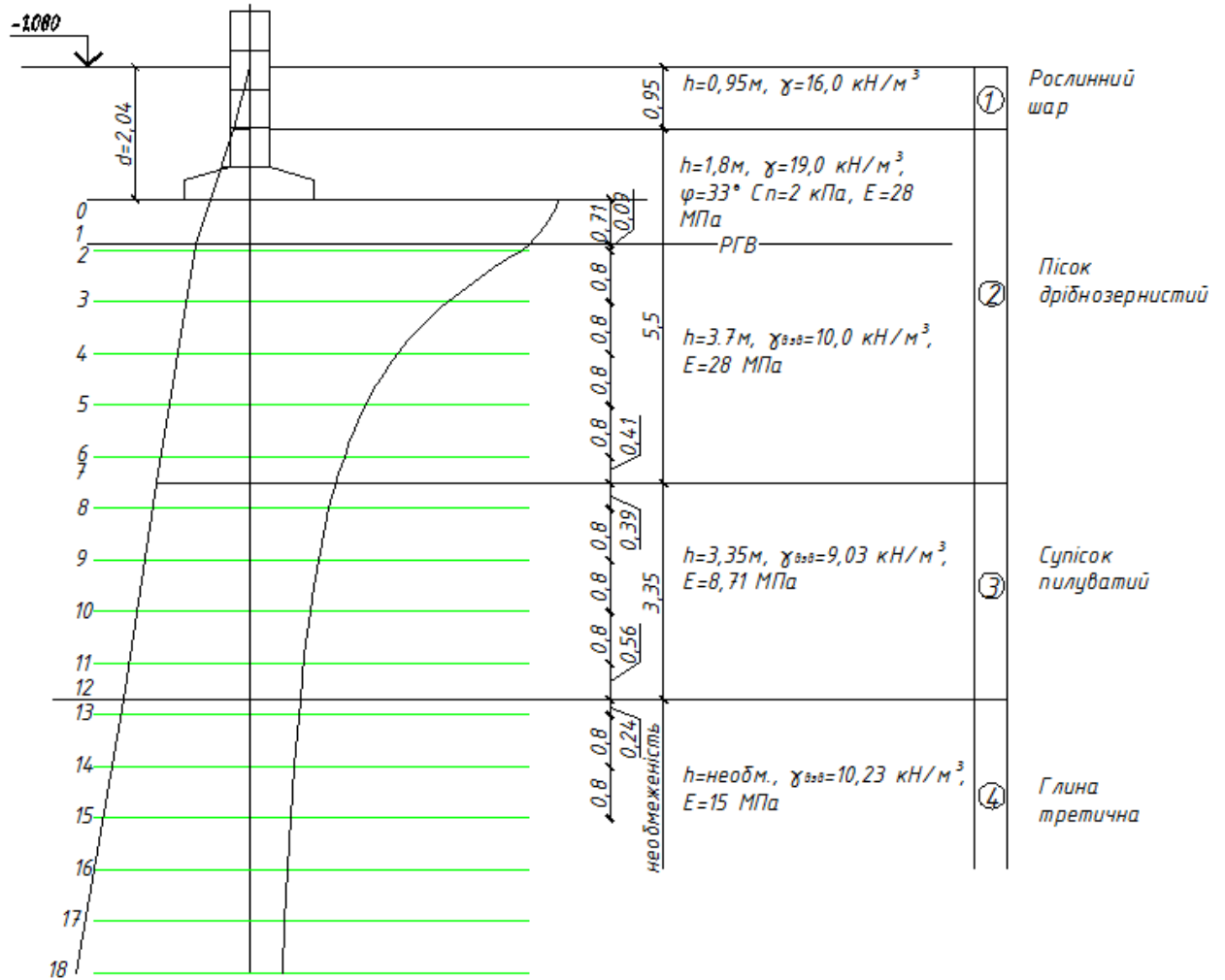


Рисунок 33 – Осідання елементарних шарів під внутрішню стіну

## **7.4. Розрахунок пальових фундаментів**

### **7.4.1. Вихідні дані**

Вихідні дані щодо району будівництва, архітектурно-планувальних рішень, навантажень на верхній обріз фундаменту, прийнято відповідно до індивідуального завдання на проектування.

### **7.4.2. Визначення глибини закладання підшви ростверку**

Конструктивна висота стрічкового ростверку призначається не менше 400 мм.

З конструктивних міркувань глибину закладання підшви ростверку  $d$  визначаємо за формулою:

$$d = n_{\text{БЛОК}} \cdot h_{\text{БЛОК}} + h_{\text{РОЗ.}} - h_{\text{РІВ. ПЛАН.}}$$
$$d = 3 \cdot 0,6 + 0,6 - 0,86 = 1,54 \text{ м}$$

### **7.4.3. Вибір несучого шару ґрунту під нижнім кінцем палі**

Несучий шар ґрунту під нижнім кінцем палі вибирають з урахуванням глибини його розташування, потужності шару та його фізичних характеристик. Перевагу надають гравелистим, крупно- та середньозернистим піскам, пилувато-глинистим ґрунтам з показником текучості  $I_L = 0-0,3$ . Не слід використовувати як несучий шар пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості  $I_L > 0,6$ .

### **7.4.4. Вибір типу палі, її довжини та розмірів поперечного перерізу**

Відповідно заглиблення забивних паль у несучі крупно уламкові ґрунти, гравелисті, крупні та середньої крупності піски, пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості  $I_L < 0,1$  повинно бути не менше 0,5 м, в інші нескельні ґрунти не менше 1 м.

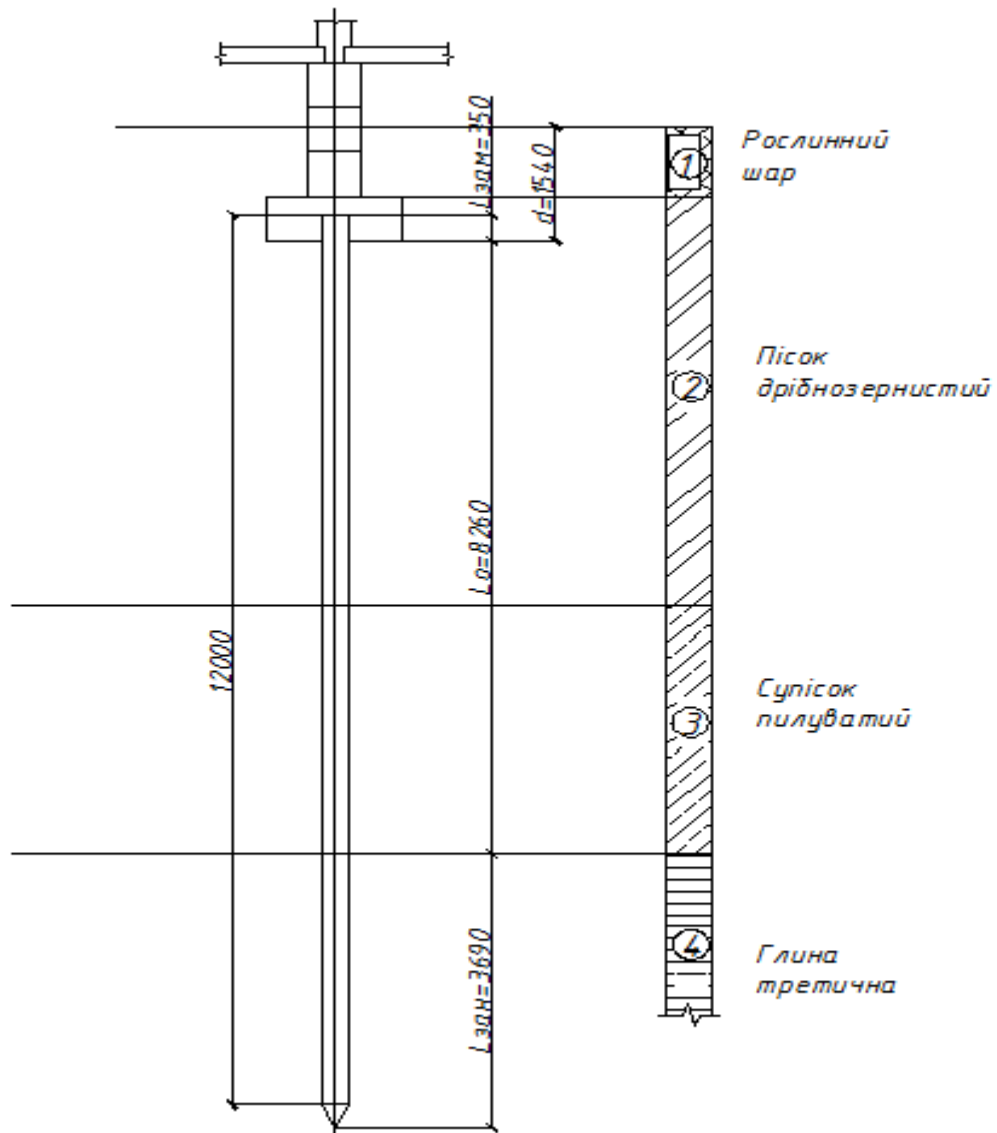


Рисунок 34 – Схема до розрахунку необхідної довжини палі

Знаходимо необхідні величини для визначення довжини палі. Занурення палі вибираємо у глину четвертинну, оскільки вона володіє необхідними міцнісними характеристиками, як основа ( $I_L = 0,27 < 0,6$ )

Глибину замонолічування палі приймаємо:  $l_{\text{зам}} = 0,35 \text{ м}$ .

Глибина занурення ростверку:  $d = 1,54 \text{ м}$

Занурення палі приймаємо:  $l_{\text{занур}} = 3,69 \text{ м}$ .

Приймаємо палю за сортаментом забивних залізобетонних палей П120-30 довжиною 12000 мм, поперечним перерізом 300×300 мм.

Отже,  $L_{\text{палі}} = 12,0 \text{ м}$ .

#### 7.4.5. Визначення розрахункового навантаження на одну палю

Розрахункове навантаження на одну палю визначається за формулою (33) [2]

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k}, \text{ кН};$$

де,  $F_d$  – несуча здатність одиночної палі;

$\gamma_k$  – коефіцієнт надійності, приймається 1,4.

На основі вихідних даних щодо ґрунтових умов для проектування пальових фундаментів визначаємо тип паль за їх роботою в ґрунті.

Для «висячих» паль несучу здатність одиночної палі визначаємо за формулою

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \cdot \gamma_{cf} \sum_{i=1}^n f_i \cdot h_i),$$

де,  $\gamma_c$ ,  $\gamma_{CR}$ ,  $\gamma_{cf}$  – коефіцієнти умов роботи палі і ґрунту під вістрям палі і по бічній поверхні приймається рівним 1;

$u$  – периметр палі квадратного перерізу становить:  $4 \cdot b_n = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м};$

$A$  – площа поперечного перерізу палі становить:  $b_n^2 = 0,09 \text{ м}^2;$

$h_i$  – довжина розрахункових ділянок, визначаю на основі геологічної будови району будівництва і положень паль у ґрунті за схемою на рис. 35, розрахункові опори ґрунту під нижнім кінцем палі  $R$  і тertia по балковій поверхні  $f$  визначаємо за [7, табл. 1, 2]

Приймаємо  $R$  рівне 4162 кПа.



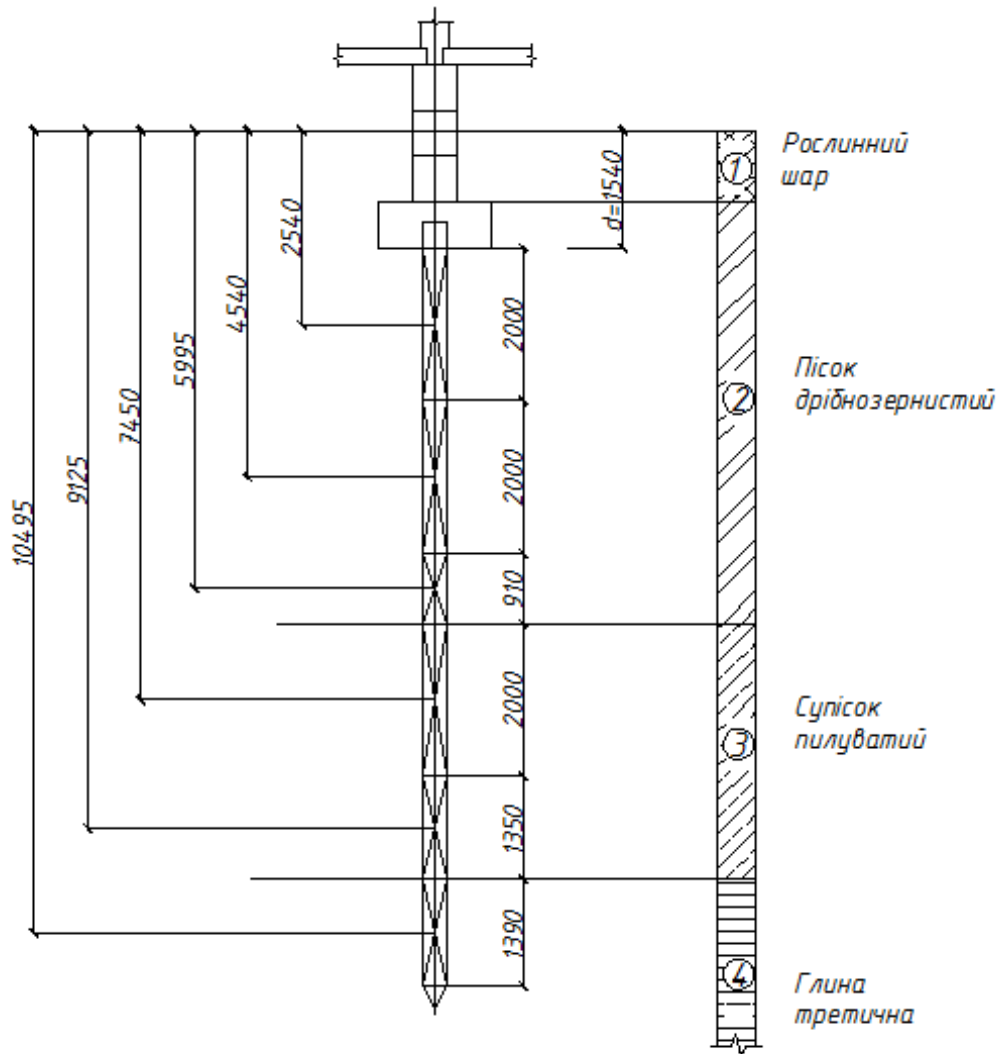


Рисунок 35 – Схема до розрахунку несучої здатності одиночної палі

Отримані значення записуємо в табл. 31.

Таблиця 31 – Отримані результати

$h_i$ , м	$z_i$ , м	$f_i$ , кПа
2,0	2,54	32,7
2,0	4,54	39,08
0,91	5,995	41,99
2,0	7,45	20,825
1,35	9,125	21,27
1,39	10,495	52,24
2	11.495	53,94

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 4162 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot [2 \cdot 32,7 + 2 \cdot 39,08 + 0,91 \cdot 41,99 + 2 \cdot 20,825 + 1,35 \cdot 21,27 + 1,39 \cdot 52,24 + 2 \cdot 53,94]) = 893,73 \text{ кПа.}$$

Отже, отримуємо навантаження на 1 палю:

$$P = \frac{893,73}{1,4} = 638,39 \text{ кН.}$$

#### 7.4.6. Визначення попередньої кількості палей у ростверку

Кількість палей у ростверку (попередньо) визначаємо за формулою :

$$n' = \frac{N_{II}}{P} = \frac{553,45}{638,39} = 0,87 \approx 1 \text{ паля}$$

#### 7.4.7. Конструювання ростверку

Визначення необхідних розмірів ростверку за формулами .

Мінімальна відстань  $a$  від краю ростверку до зовнішнього краю наближеної палі не повинна перевищувати:

$$a = 0,2 \cdot b_n + 0,05 = 0,2 \cdot 0,3 + 0,05 = 0,11 \text{ м, але не менше ніж } 0,15 \text{ м.}$$

$$a = 0,15 \text{ м.}$$

Отже, розміри ростверку становитимуть:

$$b_p = 2 \cdot a + b_n = 2 \cdot 0,15 + 0,3 = 0,6 \text{ м;}$$

$$l_p = 1 \text{ м.}$$

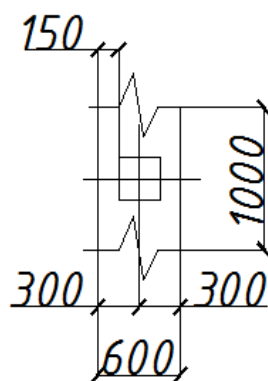


Рисунок 36 – Розташування палі у ростверку

При конструюванні ростверку у вертикальній площині необхідні такі значення:

$h_{бет}$  – приймаємо 0,25 м (товщина бетону над палею);

$$l_{\text{зам}} = 0,35 ;$$

$$d_p = 1,54 \text{ м};$$

$$h_{\text{плити}} = l_{\text{зам}} + h_{\text{бет}} = 0,6 \text{ м (товщина плити)}.$$

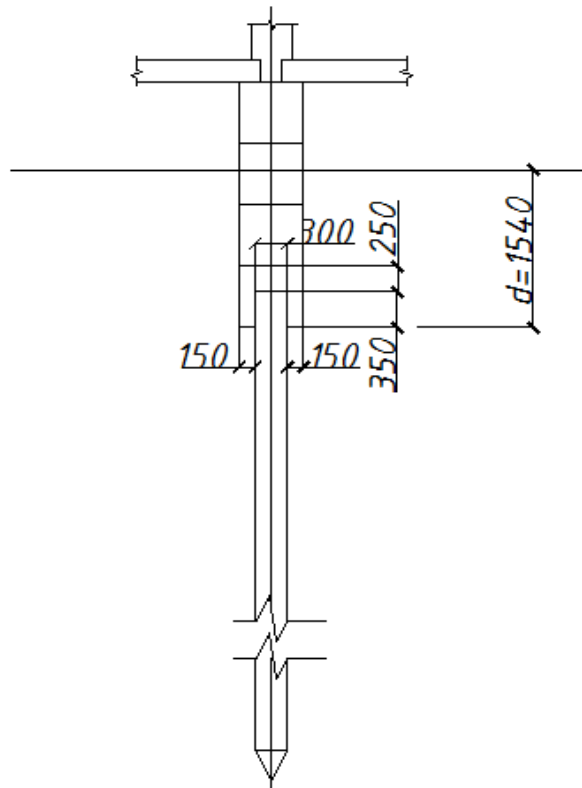


Рисунок 37 – Розміри ростверку

#### 7.4.8. Визначення фактичного навантаження на палю

Виконуємо подальший розрахунок величин фактичних навантажень за формулою:

$$N = \frac{N_{II} + Q_{\text{п}} + Q_{\text{р}} + Q_{\text{б}}}{n}$$

$$Q_{\text{п}} = \pi \cdot l_{\text{п}} \cdot A \cdot \gamma_{\text{п}} = 1 \cdot 12 \cdot 0,09 \cdot 25 = 27 \text{ кН}.$$

$$Q_{\text{р}} = (h_{\text{р}} \cdot b_{\text{р}} \cdot l_{\text{р}} - A \cdot l_{\text{зам}}) \cdot \gamma_{\text{р}} = (0,6 \cdot 0,6 \cdot 1 - 0,09 \cdot 0,35) \cdot 24 = 9,4 \text{ кН}.$$

$$Q_{\text{б}} = V_{\text{б}} \cdot \gamma_{\text{б}} = 1,08 \cdot 24 = 25,92 \text{ кН}$$

$$N = \frac{N_{II} + Q_{\text{п}} + Q_{\text{р}}}{n} = \frac{553,45 + 27 + 9,4 + 25,92}{1} = 615,77 \text{ кН}$$

Отже,  $N = 615,77 \text{ кН} \leq P = 638,39 \text{ кН}$ , умова виконалася.

### 7.4.9. Визначення величин умовної ширини $B_{ум}$ і довжини $L_{ум}$ підшви пальового фундаменту

Для визначення величини умовної ширини і умовної довжини підшви пальового фундаменту  $b_{ум}$ ,  $L_{ум}$  розглянемо фундамент на рис. 38

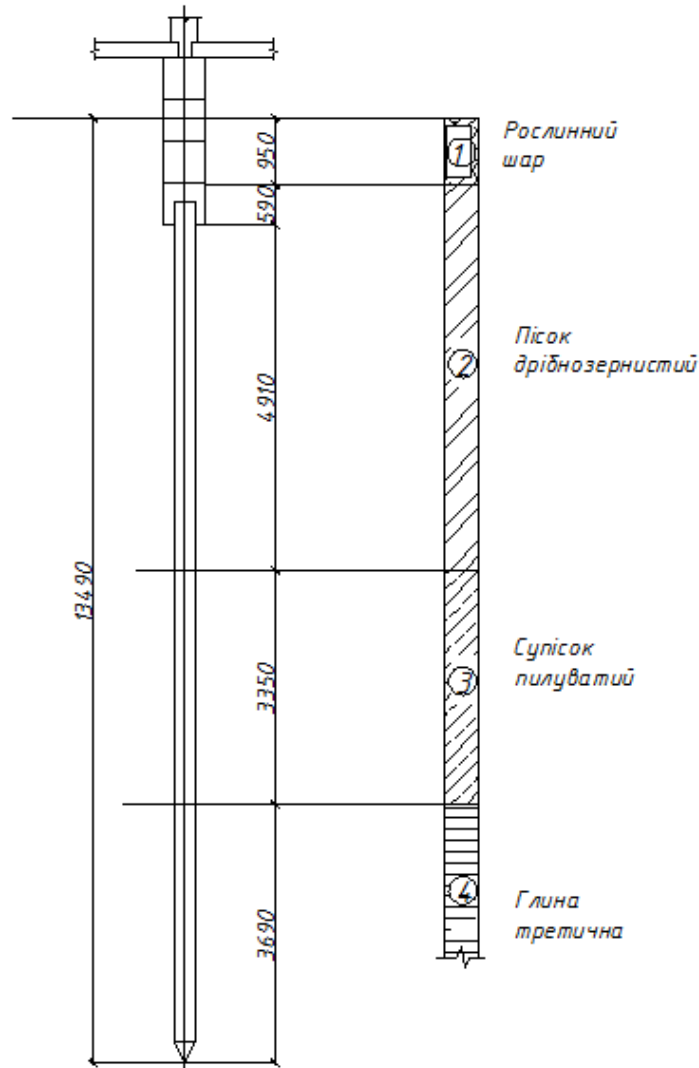


Рисунок 38 – Схема до розрахунку умовної ширини (довжини) підшви пальового фундаменту

$$\varphi_{ср} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i},$$

де  $\varphi_{ср}$  – середньозважене значення кута внутрішнього тертя всіх шарів ґрунту, що прорізаються палями від підшви ростверку до площини умовної підшви пальового фундаменту, який визначаємо за формулою:

де,  $h_i$  – потужність кожного шару.

$$\varphi_{\text{ср}} = \frac{33 \cdot 4,91 + 20 \cdot 3,35 + 17,5 \cdot 3,69}{11,95} = 24,57^\circ.$$

$$\text{Отже, } b_{\text{ум}} = (n - 1) l_d + d + 2h \cdot \text{tg}\left(\frac{\varphi_{\text{ср}}}{4}\right), \text{ м.}$$

де  $n$  – кількість паль;

$l_d$  – відстань між палями;

$d$  – поперечний розмір палі;

$h$  – висота від підшови ростверку до вістря палі.

$$b_{\text{ум}} = 0,3 + 2 \cdot 11,95 \cdot \text{tg}\left(\frac{24,57}{4}\right) = 2,9 \text{ м.}$$

$$L_{\text{ум}} = 1 \text{ м}$$

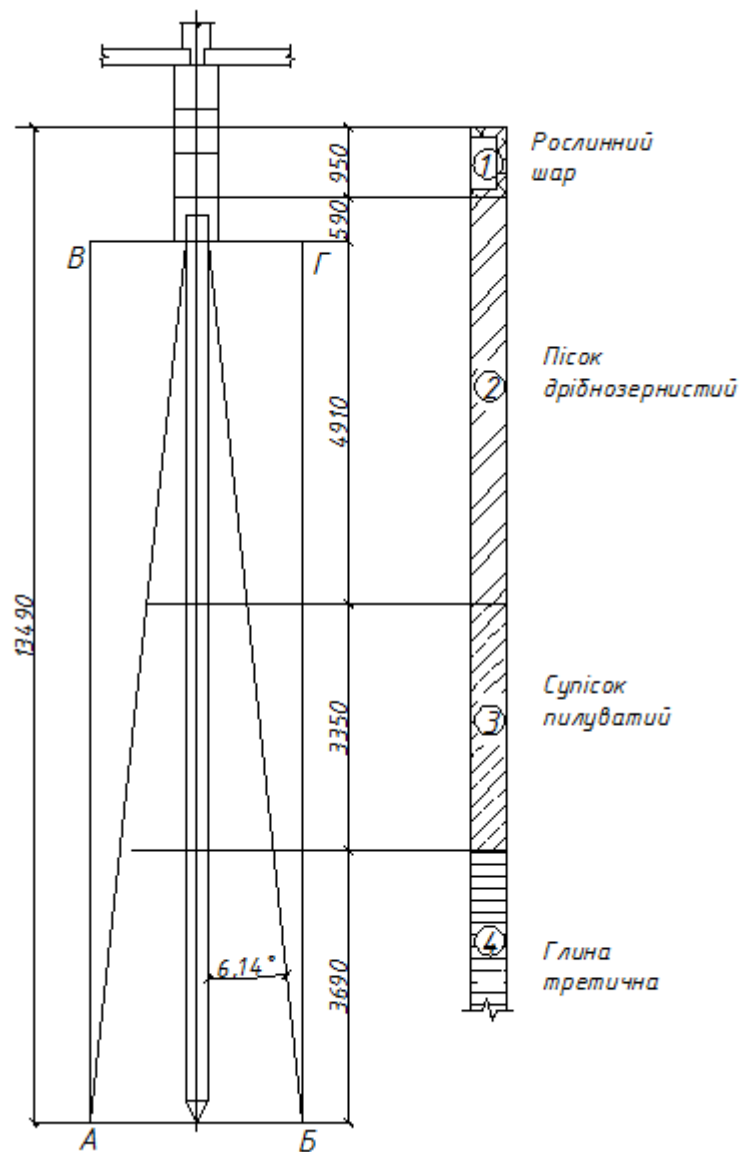


Рисунок 39 – Схема до розрахунку умовної ширини (довжини) підшови пального фундаменту з усередненим кутом внутрішнього тертя, що ділиться на 4.

#### 7.4.10. Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір ґрунту  $R$  основи умовного пальового фундаменту визначаємо за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b_{ym} \cdot \gamma_{IV} + M_q \cdot H \cdot \gamma'_{IV} + M_c \cdot c_n]$$

де,  $\gamma_{C1}$  і  $\gamma_{C2}$  – коефіцієнти умов роботи, які прийняті за табл. 13. За табличними даними отримаємо відповідно  $\gamma_{C1} = 1,2$ ;  $\gamma_{C2} = 1,0$ .

Коефіцієнт  $k$  приймаємо рівним 1,1.

Коефіцієнти  $M_\gamma$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  визначаємо за табл. 14 [2] в залежності від величини кута внутрішнього тертя шару ґрунту, розташованого безпосередньо під подошвою фундаменту. За табличними даними отримуємо значення  $M_\gamma = 0,41$ ;  $M_q = 2,65$ ;  $M_c = 5,23$ , відповідно.

$k_z$  - коефіцієнт впливу площі фундаменту. Для фундаментів шириною  $b < 10\text{м}$ ,  $k_z = 1$ .

$\gamma'_{IV}$  - усереднене значення питомої ваги ґрунту, розташованої вище подошви умовного пальового фундаменту, і визначається за формулою

$H$  – глибина закладання подошви умовного пальового фундаменту

$$\gamma'_{IV} = \frac{16,0 \cdot 0,95 + 19,0 \cdot 5,5 + 17,2 \cdot 3,35 + 20,0 \cdot 3,69}{13,49} = 18,6 \text{ кН/м}^3;$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [0,41 \cdot 1 \cdot 2,87 \cdot 20,0 + 2,65 \cdot 13,49 \cdot 18,6 + 5,23 \cdot 53,5] \\ = 1056,27 \text{ кПа}$$

Перевірка величин нормальних напружень під подошвою умовного фундаменту полягає у виконанні нерівності:

$$P \leq R,$$

де,  $P$  – середній тиск під подошвою, що визначається за формулою

#### 7.4.11. Визначення середнього навантаження на підшву умовного фундаменту

$$P_{\text{сеп}} = \frac{N'_{II}}{A_{\text{ум}}},$$

$$P_{\text{сеп}} = \frac{N_{II} + Q_{\phi} + Q_{\text{гр}} + Q_{\text{п}}}{A_{\text{ум}}},$$

$$N'_{II} = N_{II} + Q_{\phi} + Q_{\text{гр}} + Q_{\text{п}},$$

де,  $A_{\text{ум}}$  – площа підшви і рівна  $B_{\text{ум}} \cdot L_{\text{ум}} = 2,87 \cdot 1 = 2,9 \text{ м}$ .

$N'_{II}$  – навантаження яке діє на підшву умовного фундаменту.

$N_{II}$  – навантаження що діє на обріз фундаменту.

$Q_{\text{гр}}$  – вага ґрунту по об'єму А,Б,В,Г на 1 п.м.

$Q_{\text{п}}$  – вага палі.

$Q_{\phi}$  – вага фундаменту.

$$P = \frac{553,45 + 31,92 + 491,2 + 27}{2,9} = 380,5 \text{ кН/м}^2$$

$380,5 \text{ кН/м}^2 \leq 1056,27 \text{ кПа}$  умова виконалася.

#### 7.4.12. Розрахунок осідання пальового фундаменту

Розрахунок просідання пальового фундаменту проводимо як для умовного фундаменту на природній основі .

Товщину елементарного шару визначаємо за формулою

$$h_l = 0.4 * b = 0.4 * 2,9 = 1,16 \text{ м}$$

Визначаємо навантаження від власної ваги ґрунту характерних точок

$$1. \sigma_{zq0} = 16,0 * 0,95 + 19,0 * 5,5 + 17,2 * 3,35 + 20,0 * 3,69 = 251,12 \text{ кПа}$$

Визначення додаткового тиску на основу

$$P_o = P - \sigma_{zq,0} = 380,5 - 251,12 = 129,38 \text{ кПа}$$

Визначення додаткового напруження на підшві і покрівлі елементарних шарів та осідання кожного елементарного шару приведені в табл. 32.

Таблиця 32– Напруження в ґрунті в залежності від глибини

№	Глибина товщини ґрунту від підосви $z$	Відносна глибина $\xi = \frac{2z}{b}$	$\alpha$	Напруження від власної ваги $\sigma_{zq,0}$	Дод. напруга кПа на глибині $\sigma_{zp} = \alpha \times P_o$
0	0	0	1,0	251,12	129,38
1	1,16	0,8	0,881	274,32	113,98
2	2,32	1,6	0,689	297,52	89,14
3	3,48	2,4	0,477	320,72	61,71

Оскільки,  $E = 15 \text{ МПа} \geq 5 \text{ МПа}$ , розрахунок проводиться до виконання наступної умови:  $\epsilon_{zp} = 0,2 \cdot \epsilon_{zg}$ . Припиняємо розрахунок на 3 елементарному шарі, оскільки  $61,71 \text{ кПа} \leq 0,2 \cdot 320,72 = 64,14 \text{ кПа}$

Середнє значення додаткового напруження:

$$\sigma_{zg, \text{сеп}} = (\sigma_{zg,i} + \sigma_{zg,i-1}) / 2$$

Осідання  $i$ -го шару:

$$S_i = \beta(\sigma_{zp, \text{сеп}} * h_i) / E_i$$

Визначення осідання кожного елементарного шару наведені в табл. 33.

Таблиця 33– Осідання елементарних шарів ґрунту

№	Додаткове напруження $\epsilon_{zp}$ , кПа			$E$ , кПа	$h_i$ , см	Осідання $i$ -того шару $S_i$ , см
	$\epsilon_{zpB}$	$\epsilon_{zpH}$	$\epsilon_{zpI}$			
1	129,38	113,98	121,68	15000	116	0,75
2	113,98	89,14	101,56	15000	116	0,63
3	89,14	61,71	75,42	15000	116	0,47

Отримано максимальне осідання пальового фундаменту, яке становить 1,85 см, що є меншим від допустимого значення для осідання - 12 см .



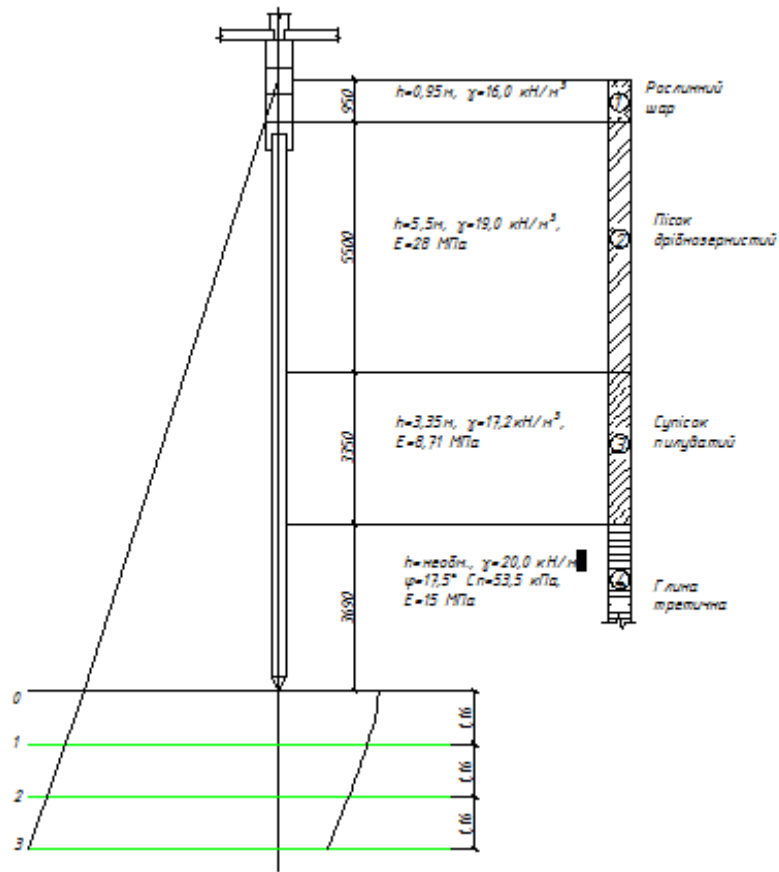


Рисунок 40 Осідання елементарних шарів пального фундаменту

## **7.5. Розрахунок кошторису**

Проводимо спрощений розрахунок кошторису за середньостатистичними цінами на елементи фундаменту, які діють в Україні, станом на 2016 рік.

### **7.5.1. Розрахунок кошторису для стрічкового фундаменту**

Забирання ґрунту під стрічковий фундамент:  $880,22 \cdot 130 = 114429$  грн.

Укладання підшови фундаменту:  $182 \cdot 120 = 21840$  грн.

Вартість фундаментних плит  $42 \cdot 2112 + 13 \cdot 1220 + 28 \cdot 706,8 + 83 \cdot 2146 + 16 \cdot 1246 = 322408$  грн.

Вартість фундаментних блоків:  $4 \cdot 106 \cdot 400 = 169600$  грн.

Укладання фундаментних блоків:  $4 \cdot 106 \cdot 120 = 50880$  грн.

Зворотна засипка пазух траншей:  $493,4 \cdot 65 = 32071$  грн.

Загальна сума за стрічковий фундамент 711228 грн.

### **7.5.2. Розрахунок кошторису для пальового фундаменту**

Забирання ґрунту під пальовий фундамент:  $235,7 \cdot 130 = 30641$  грн.

Вартість паль:  $281 \cdot 4327,6 = 1216055$  грн.

Вартість забивання паль:  $281 \cdot 220 = 61820$  грн.

Вартість ростверку:  $255,11 \cdot 350 = 89288$  грн.

Вартість фундаментних блоків :  $3 \cdot 106 \cdot 400 = 127200$  грн

Укладання фундаментних блоків:  $3 \cdot 106 \cdot 120 = 38160$  грн.

Загальна сума за пальовий фундамент 1563164 грн.

За даними розрахунками можемо встановити, що використання стрічкового фундаменту для даного випадку є вигіднішим.

## 8. Приклад розрахунку фундаменту з використанням розрахункової системи

### ЛІРА

#### 8.1. Вихідні дані на проектування

- Місце будівництва – м. Київ.

- склад ґрунтів:

1-насипний; 2-пісок пилюватий; 3-суглинок туго пластичний;

4- глина напівтверда.

За завданням задано:

Розміри монолітно з/б будинку в осях 28,67 x 28,33м;

Планувальна схема будинку свічка (рис. 41);

Висота будівлі –  $h=80,7$  м.

Сумарні вертикальні навантаження отримані з розрахунково-конструктивного розділу  $\sum N = 343533,8$  кН.

Тип фундаменту, що проектується — пальово-плитний фундамент глибокого закладання. Конструктивна схема з поперечними і повздовжніми несучими стінами.

Температурний режим будівлі — опалювальна.

а) Запроектувати пальово-плитний фундамент для даного житлового-офісного 25-ти поверхового будинку поперечним розміром паль 300x300мм.

б) Запроектувати пальово-плитний фундамент для даного житлового-офісного 25-ти поверхового будинку поперечним розміром паль 400x400мм.

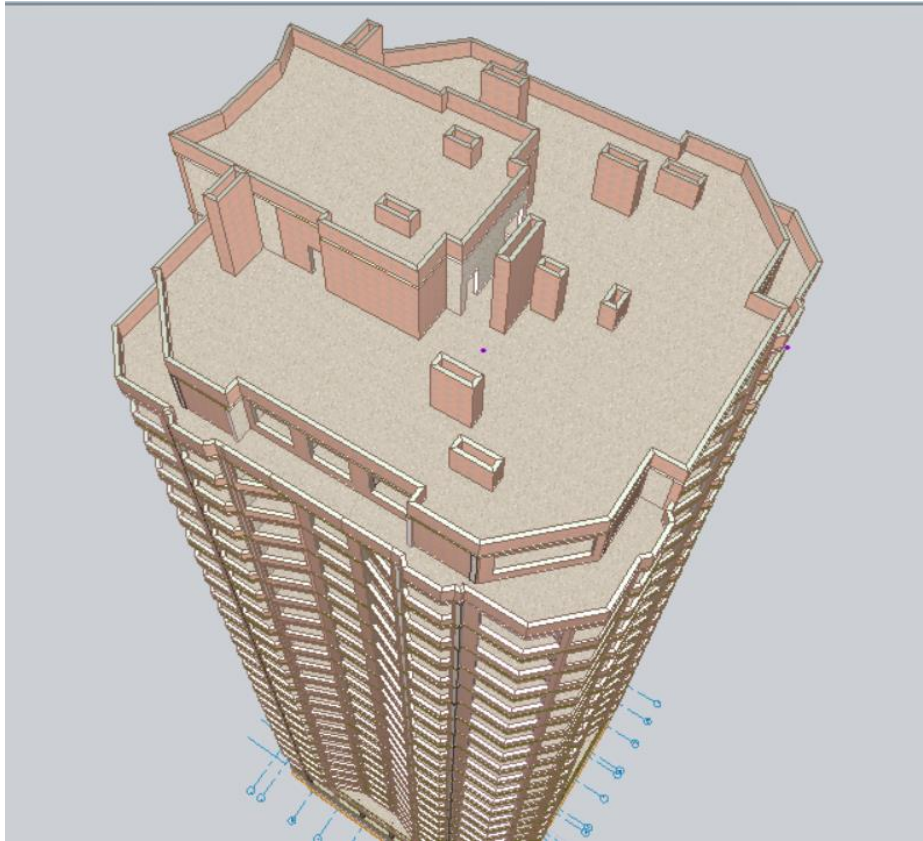


Рисунок 41 – Кінцева модель будинку

Особливості підземних конструкцій будівлі показано на рис. 42.

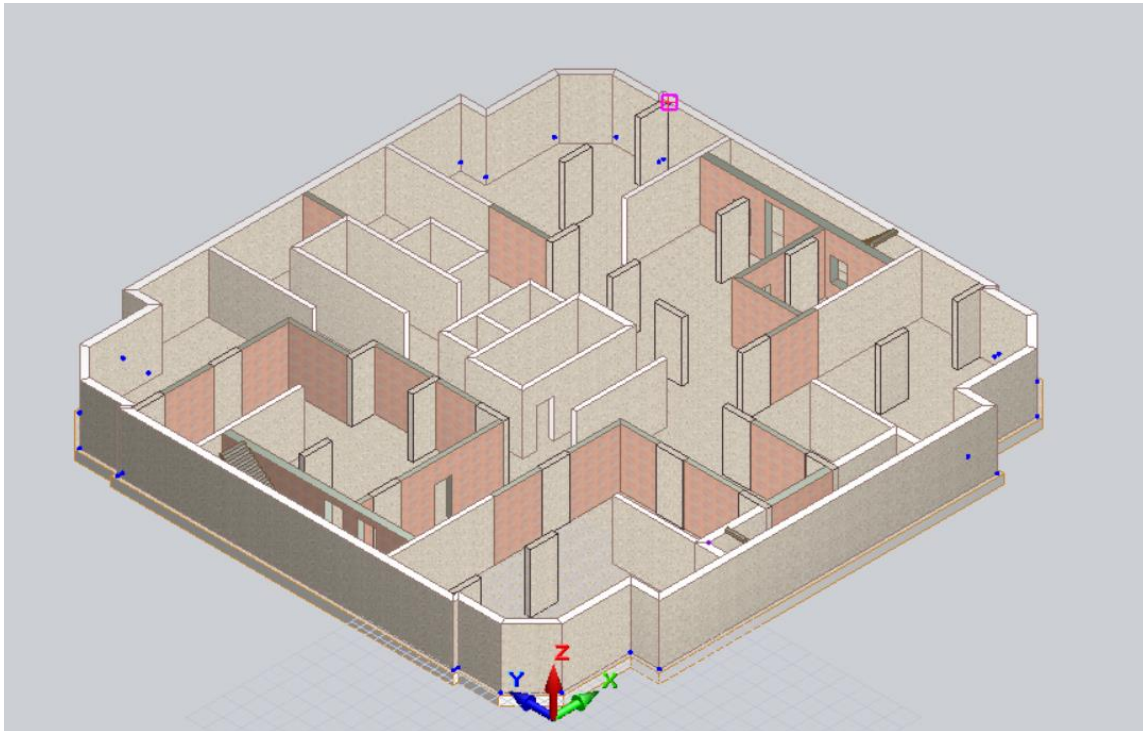


Рисунок 42 – План підвального поверху

## 8.2. Фізичні та механічні характеристики ґрунтів

Фізичні та механічні характеристики ґрунтів представлені в табл. 34

Номер шару	Потужність шару, м	Шар ґрунту	Коефіцієнт Пуасона	Питома вага ґрунту $\gamma_n$ , т/м <sup>3</sup>	Вологість W, %	Коефіцієнт переходу до 2 модуля деформації	Граничне напруження розтягу, т/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт пористості $e$	Число текучості $I_L$	Модуль від загальної деформації ґрунту $E_0$ , т/м <sup>2</sup>	Кут внутрішнього тертя ґрунту $\phi_n$ , град	Питоме зчеплення ґрунту $C_n$ , т/м <sup>2</sup>
1	0,8-1,0	Насипний ґрунт	0,3	1,8	5	5	0,1	0,7	0,2	1000	16	0,5
2	2,0-2,2	Супісок	0,3	1,82	26	5	0,16	0,72	1,1	2000	22	0,8
3	5,0-5,2	Суглинок тугопластичний	0,35	1,87	17	5	0,4	0,68	0,26	1800	18	2
4	Необм.	Глина тугопластична	0,42	1,92	2	5	1	0,8	0,15	2200	16	5

Таблиця 34 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

## 8.3. Розрахунок пальових фундаментів

### 8.3.1. Визначення глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаментів повинна прийматись з урахуванням:

- призначення і конструктивних особливостей об'єктів, що проектуються, навантажень і впливів на фундаменти;
- глибини закладання фундаментів суміжних об'єктів та прокладання інженерних комунікацій;
- рельєфу існуючого і після інженерної підготовки території забудови;
- інженерно-геологічних умов ділянки будівництва
- гідрогеологічних умов ділянки будівництва й можливих їх змін у процесі будівництва й експлуатації об'єктів;
- глибини сезонного промерзання ґрунтів.

Нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту приймають такою, що дорівнює середній із щорічних максимальних глибин сезонного промерзання ґрунтів (за даними спостережень за період не менше ніж 10 років) на відкритій, оголеній від снігу і доступній для впливу вітру горизонтальній поверхні майданчика при рівні підземних вод, розташованому нижче глибини сезонного промерзання ґрунтів.

При використанні результатів спостережень за фактичною глибиною промерзання слід урахувувати, що вона повинна визначатись за температурою, що характеризує (згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2) перехід пластично мерзлого ґрунту у твердо мерзлий.

Визначаємо нормативну глибину промерзання за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{Mt}, \text{ м}$$

де  $d_{fn}$  - нормативна глибина промерзання;

$d_0$  - величина, яка приймається для супісків і пісків пилуватих та дрібних  $d_0 = 0,28$ ;

$M_t$  – безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі.

$$M_t = (-5,9) + (-5,2) + (-3,5) = -14,6;$$

$$d_{fn} = 0,28 \cdot \sqrt{14,6} = 1,07 \text{ м};$$

Визначаємо розрахункову величину промерзання за формулою:

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h, \text{ м}$$

де  $d_f$  - розрахункову величину промерзання;

$d_{fn}$  - нормативну глибину промерзання;

$k_h$  - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, приймають: для зовнішніх фундаментів опалюваних будівель - за таблицею Г.1

$$d_f = 1,07 \cdot 0,6 = 0,64 \text{ м.}$$

Відмітку подошви фундаменту призначаємо не менше 0,2 м нижче розрахункової глибини промерзання:

$$d_l = d_f + 0,2 = 0,64 + 0,2 = 0,84 \text{ м.}$$

З конструктивних міркувань глибину закладання подошви фундаменту  $d$  визначаємо за формулою:

$$d = h_{\text{ПЕРЕКРИТТЯ}} + h_{\text{СТІНИ}} + h_{\text{РОСТВЕРК}} - h_{\text{РІВ. ПЛАН}}$$

$$d = 0,2 + 3,2 + 0,55 - 0,55 = 3,4 \text{ м.}$$

Остаточно приймаємо глибину закладання фундаменту 3,4 м.

### 8.3.2. Розрахунок пально-плитного фундаменту для палі перерізом 300x300

Вибір несучого шару ґрунту під нижнім кінцем палі, типу палі.

Несучий шар ґрунту під нижнім кінцем палі вибирають з урахуванням глибини його розташування, потужності шару та його фізичних характеристик. Перевагу надають гравелистим, крупно- та середньозернистим піскам, пілуватоглинистим ґрунтам з показником текучості  $I_L = 0-0,3$ . Не слід використовувати як несучий шар пілуватоглинисті ґрунти з показником текучості  $I_L > 0,6$ .

Відповідно заглиблення забивних паль у несучі крупно уламкові ґрунти, гравелісті, крупні та середньої крупності піски, пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості  $I_L < 0,1$  повинно бути не менше 0,5 м, в інші нескельні ґрунти не менше 1 м.

Знаходимо необхідні величини для визначення довжини палі. Занурення палі вибираємо у глину тугопластичну, оскільки вона володіє необхідними міцнісними характеристиками, як основа ( $I_L = 0,15 < 0,6$ )

Глибину замонолічування палі приймаємо:  $l_{\text{зам}} = 0,3$  м.

Глибина занурення ростверку:  $d = 3,4$  м

Занурення палі приймаємо:  $l_{\text{занур}} = 1,7$  м.

Приймаємо палю за сортаментом забивних залізобетонних паль П70-30 довжиною 7000 мм, поперечним перерізом 300×300 мм.

Отже,  $L_{\text{палі}} = 7,0$  м.

### 8.3.2.1. Конструювання ростверку

Мінімальна відстань  $a$ , від краю ростверку до зовнішнього краю наближеної палі повинна становити:

$$a = \frac{d_n}{2} = \frac{0,3}{2} = 0,15 \text{ м.}$$

де,  $d_n$  – поперечний переріз палі.

При конструюванні ростверку у вертикальній площині необхідні такі значення:

$h_{\text{бет}}$  – приймаємо 0,25 м (товщина бетону над палею);

$l_{\text{зам}} = 0,30$  ;

$h_{\text{плити}} = l_{\text{зам}} + h_{\text{бет}} = 0,55$  м (товщина плити).

Відстань між палями приймаємо виходячи з умов розташування паль в пальново-плитному фундаменті  $3d_n - 6d_n$ . Приймаємо  $4d_n$ .



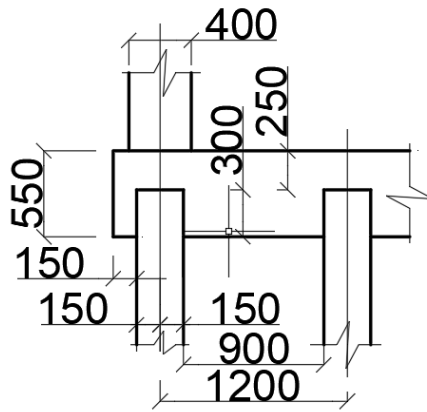


Рисунок 43 – Розміри ростверку

### 8.3.2.2. Визначення фактичного навантаження на палю

Виконуємо подальший розрахунок величин фактичних навантажень за формулою:

$$N = \frac{N_6 + N_p}{n};$$

$$N = \frac{N_6 + N_p}{n} = \frac{345300 + 11213}{591} = 603,3 \text{ кН.}$$

### 8.3.2.3. Визначення розрахункового навантаження на одну палю

Розрахункове навантаження на одну палю визначається за формулою (33)[2].

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k}, \text{ кН;}$$

де,  $F_d$  – несуча здатність одиночної палі;

$\gamma_k$  – коефіцієнт надійності, приймається 1,4.

На основі вихідних даних щодо ґрунтових умов для проектування пальових фундаментів визначаємо тип палі за їх роботою в ґрунті.

Для «висячих» палі несучу здатність одиночної палі визначаємо за формулою

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \cdot \gamma_{cf} \sum_{i=1}^n f_i \cdot h_i),$$

де,  $\gamma_c$ ,  $\gamma_{CR}$ ,  $\gamma_{cf}$  – коефіцієнти умов роботи палі і ґрунту під вістрям палі і по бічній поверхні приймається рівним 1;

$u$  – периметр палі квадратного перерізу:  $4 \cdot b_n = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м;}$

$A$  – площа поперечного перерізу палі становить:  $b_n^2 = 0,09 \text{ м}^2$ ;

$h_i$  – довжина розрахункових ділянок, визначаю на основі геологічної будови району будівництва і положень палі у ґрунті за схемою на Рис 3.2, розрахункові опори ґрунту під нижнім кінцем палі  $R$  і тертя по балковій поверхні  $f$  визначаємо за [7, табл. Н.2.1 і Н.2.2].

Приймаємо  $R$  рівне 5985 кПа.

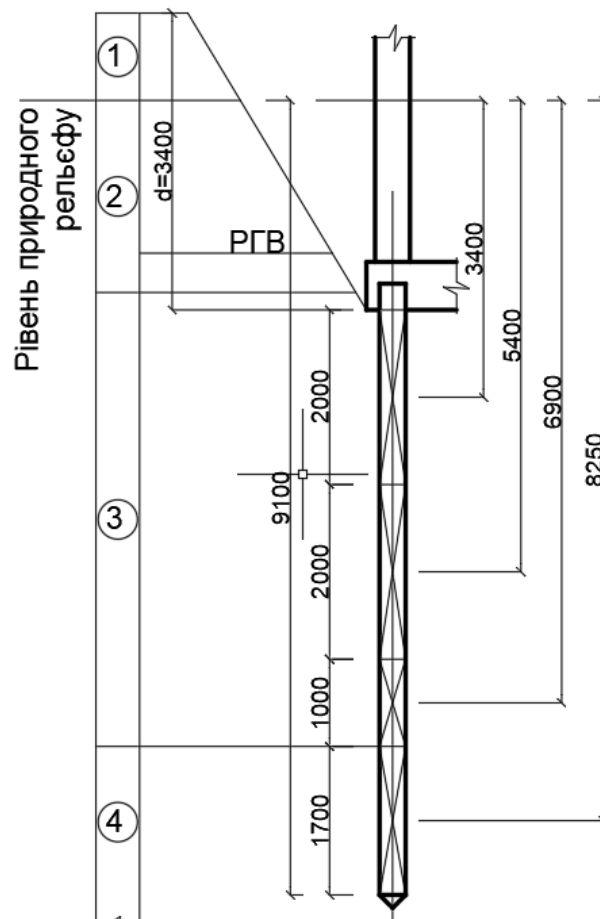


Рисунок 44 – Схема до розрахунку несучої здатності одиночної палі

Отримані значення записуємо в Табл. 35.

Таблиця 35 – Отримані результати

№ підшару	$h_i$ , м	$z_i$ , м	$f_i$ , кПа
1	2,0	3,4	41,7
2	2,0	5,4	47,2
3	1,0	6,9	49,7
4	1,7	8,25	62,4

Отримуємо навантаження на 1 палю:

$$P = \frac{938,95}{1,4} = 670,7 \text{ кН.}$$

Отже,  $N = 603,3 \text{ кН} \leq P = 670,7 \text{ кН}$ , умова виконалася.

### 8.3.2.4. Розрахунок осідання пального фундаменту проводиться в системі ЛІРА

В даній програмі розрахунок просідання пального фундаменту проводимо як для умовного фундаменту на природній основі.

Для отримання коефіцієнтів постелі по моделі ґрунту задається сумарне навантаження поділене на площу фундаментної плити див. рис. 45.

Задання коеф. С1 та С2

Призначити на елементи типч:

- Стержні
- Пластини
- Двовузлові КЕ 53
- Одновузлові КЕ 54

Одностороння робота пруж. основи

Назначити элементам

Коефіцієнти постелі

Отримати по моделі ґрунту  
Pz 43.7 т/м<sup>2</sup>

Призначити

- С1z 0. т/м<sup>3</sup>
- С2z 0. т/м

Розрахунок С1, С2

Вс=В Вс 0. см

Урахування С1у, С2у

- С1у 0. т/м<sup>3</sup>
- С2у 0. т/м
- Нс 0. см

Кут зони ґрунту

Fi 0. °

град  рад

Рисунок 45 – Задання рівномірно-розподіленого вертикального навантаження на фундаменту плити

Подальший розрахунок проводиться за нормами ДБН В.2.1-10:2009.

Коефіцієнт глибини стискуваної товщі приймаємо 0,5, оскільки ширина найменшої сторони фундаментної подушки  $b > 20\text{м}$ , отримані значення задаєм параметрам моделі ґрунту Рис. 46.

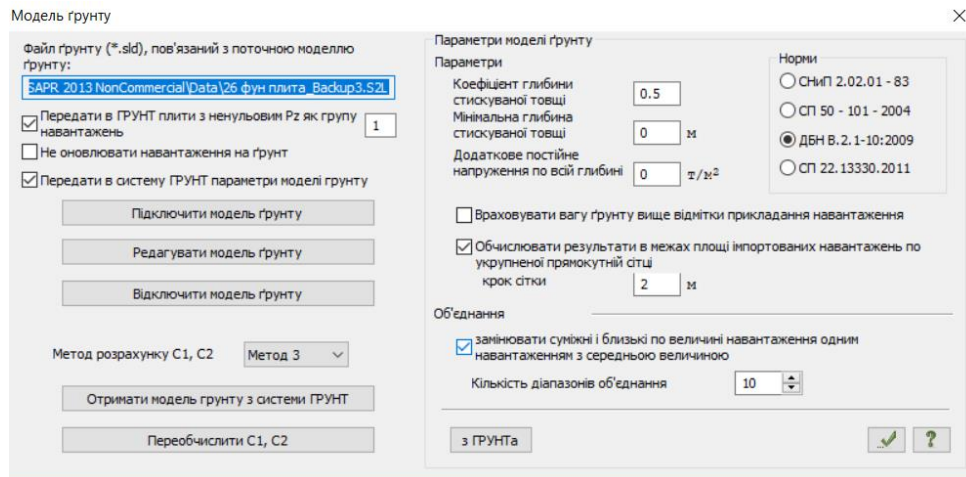


Рисунок 46 – Підключення моделі ґрунту

Задання характеристики ґрунтів основи показані в таблиці 36.

Таблиця 36 – Характеристика ґрунтів основи

Номер ІГЕ	Умовн. позн.	Найменування ґрунту	Колір	Модуль деформації, т/м**2	Коефіцієнт Пуассона	Питома вага ґрунту, т/м**3	Коефіцієнт переходу до 2 модуля деформації	Природна вологість, частки	Показник текучості	Вода	Коефіцієнт пористості	Питоме зчеплення, т/м**2	Кут внутрішнього тертя, °	Граничне напруження розтягнення, т/м**2
1		Насипний		1000	0.3	1.8	5	0.05	0.2		0.7	0.5	16	0.1
2		Супісок		2000	0.3	1.82	5	0.26	1.1	W	0.72	0.8	22	0.16
3		Суглинок тугопл.		1800	0.35	1.87	5	0.17	0.26		0.68	2	18	0.4
4		Глина напівтвер.		2200	0.42	1.92	5	0.02	0.15		0.8	5	16	1

Задання параметрів свердловин геологічного розрізу, за допомогою меню Свердловини вказуємо координати трьох свердловин навколо фундаментної плити, згідно рис. 47.

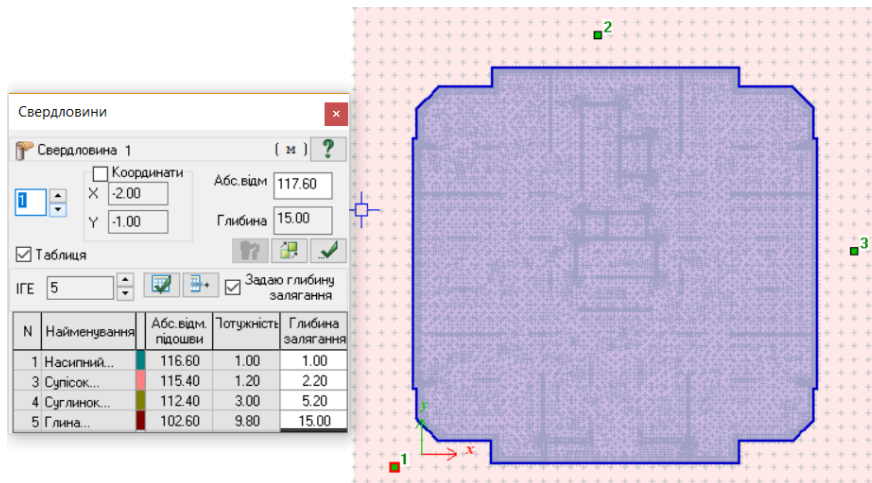


Рисунок 47 – Розміщення свердловин

Частку навантаження, передану на ґрунт тертям по бічній поверхні палі склала 0,43, від обпирання палі на ґрунт 0,57. При розрахунку частки навантаження враховувався опір ґрунту під вістрям, та по бічній поверхні палі.

Задання параметрів пальового фундаменту показано на рис. 48.

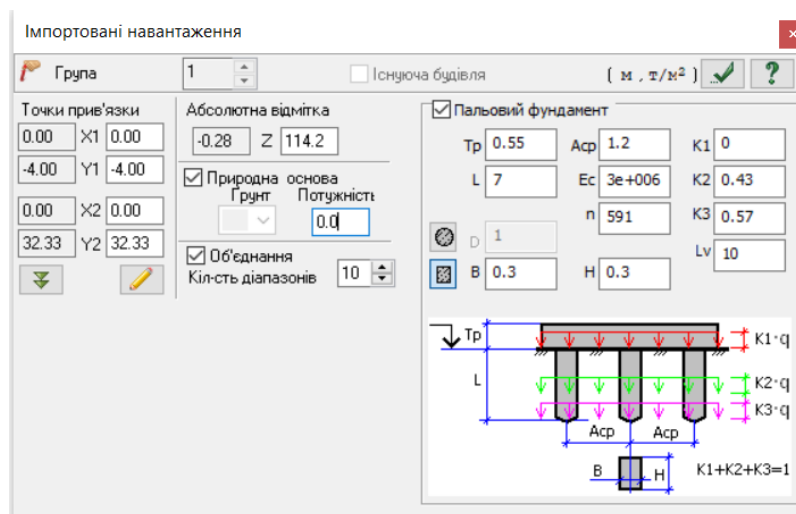


Рисунок 48 – Імпортовані навантаження

Де  $Tr$  – товщина фундаментної плити,  $L$  – довжина палі,  $B$ ,  $H$  – розміри поперечного січення палі квадратного чи прямокутного поперечного січення,  $Asp$  – середній крок палі, в розрахунку по ДБН В.2.1-10:2009 не використовується,  $Es$  – модуль деформації матеріалу палі (залізобетона), в розрахунку по ДБН В.2.1-10:2009 не використовується,  $n$  – кількість паль під площею даного навантаження,  $K1$  – частка навантаження, передана на ґрунт під фундаментною плитою,  $K2$  –

частка навантаження, передана на ґрунт тертям через бокову поверхню палі,  $K_3$  – частка навантаження, передана на ґрунт під вістрям палі,  $L_v$  – кількість рівнів передачі навантаження від тертя по боковій поверхні палі.

Розрахунок проводиться за методом Метод3 – модифікованим розрахунком для моделі Пастернака, отримані результати показані на рис. 49 та рис 50.

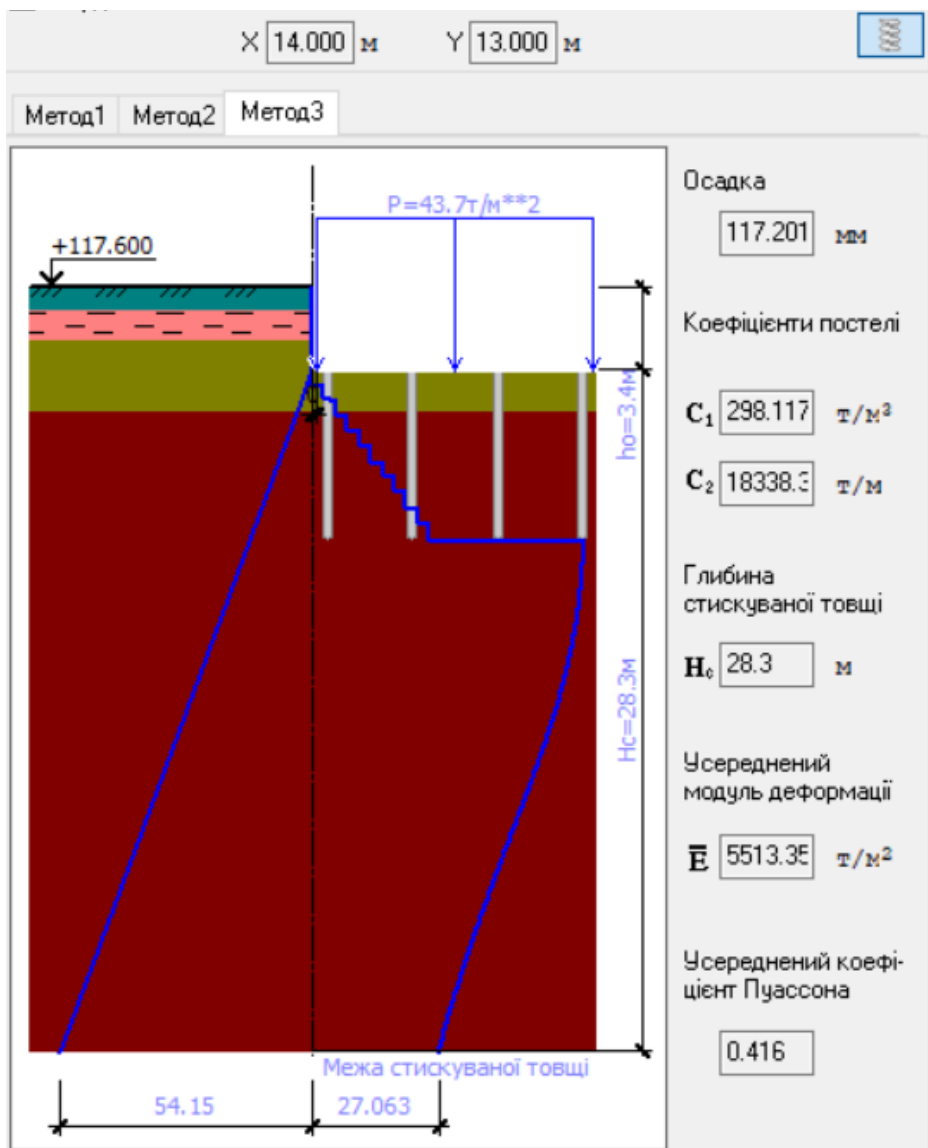


Рисунок 49 – Осідання шарів ґрунту

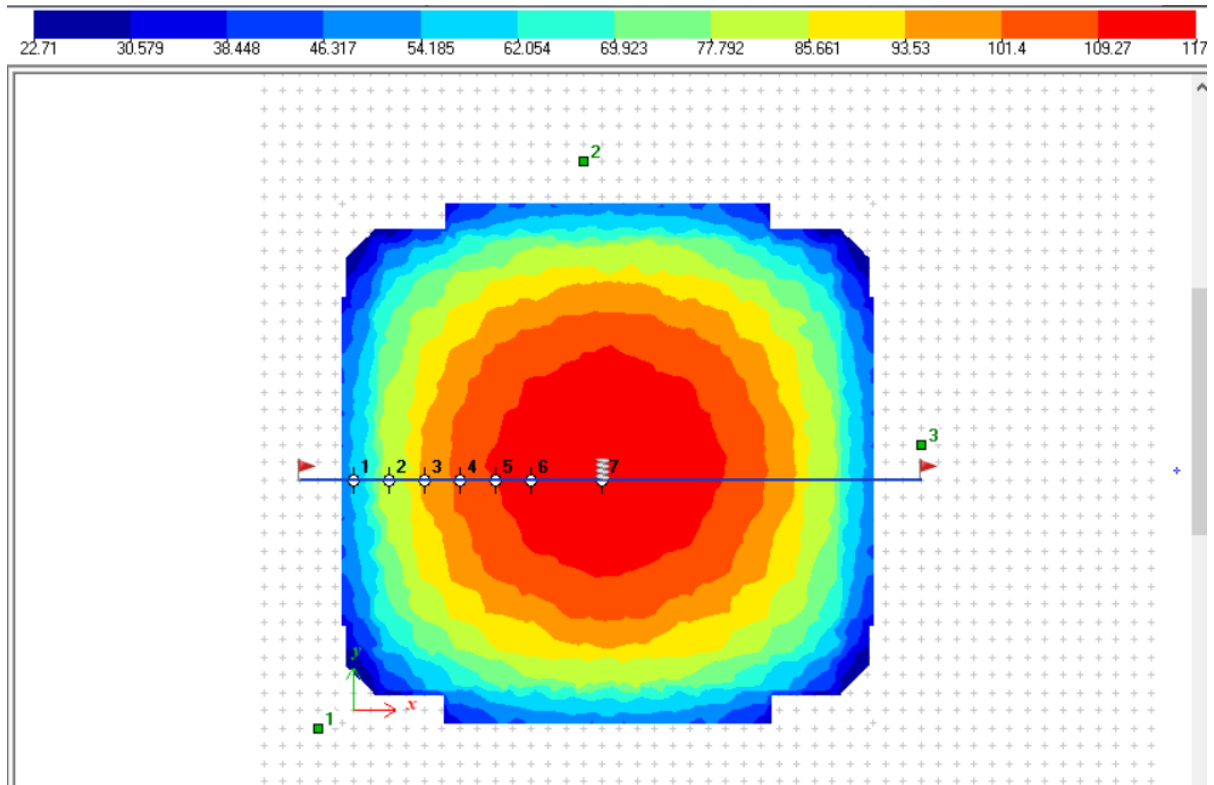


Рисунок 50 – Ізополі осідання шарів ґрунту в довільних точках свердловин, мм

Отримані результати осідання зведені в табл. 37.

Таблиця 37 – Осідання ґрунту в довільних точках свердловин

Точка	S1, мм	S2, мм
1	0	57.5868
2	0	80.2913
3	0	93.6328
4	0	103.148
5	0	108.61
6	0	113.064
7	0	117.201

Отримано максимальне осідання пальового фундаменту, яке становить 11,7 см, що є меншим від допустимого значення для осідання - 12 см. Умова виконана.

### 8.3.3. Розрахунок пальново-плитного фундаменту для палі перерізом 400x400

#### 8.3.3.1. Конструювання ростверку

Мінімальна відстань  $a$ , від краю ростверку до зовнішнього краю наближеної палі повинна становити:

$$a = \frac{d_n}{2} = \frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ м.}$$

де,  $d_n$  – поперечний переріз палі.

При конструюванні ростверку у вертикальній площині необхідні такі значення:

$h_{\text{бет}}$  – приймаємо 0,25 м (товщина бетону над палею);

$l_{\text{зам}} = 0,40$  ;

$h_{\text{плити}} = l_{\text{зам}} + h_{\text{бет}} = 0,65$  м (товщина плити).

Відстань між палями приймаємо виходячи з умов розташування палей в пальново-плитному фундаменті  $3d_n - 6d_n$ . Приймаємо  $4d_n$ .

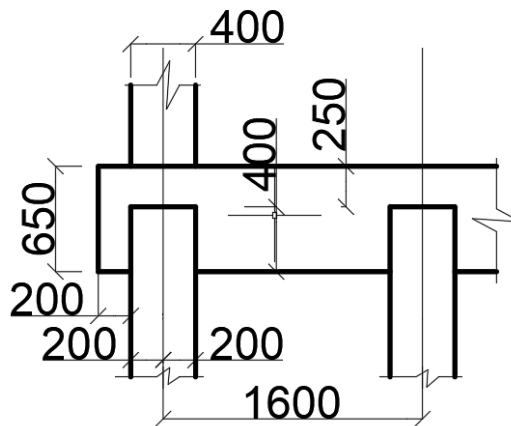


Рисунок 51 – Розміри ростверку

#### 8.3.3.2. Визначення фактичного навантаження на палю

Виконуємо подальший розрахунок величин фактичних навантажень за формулою:

$$N = \frac{N_6 + N_p}{n};$$



$$N = \frac{N_6 + N_p}{n} = \frac{345300 + 13505,7}{343} = 1046,1 \text{ кН.}$$

### 8.3.3. Визначення розрахункового навантаження на одну палю

Розрахункове навантаження на одну палю визначається за формулою:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k}, \text{ кН;}$$

де,  $F_d$  – несуча здатність одиночної палі;

$\gamma_k$  – коефіцієнт надійності, приймається 1,4.

На основі вихідних даних щодо ґрунтових умов для проектування пальових фундаментів визначаємо тип паль за їх роботою в ґрунті.

Для «висячих» паль несучу здатність одиночної палі визначаємо за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \cdot \gamma_{cf} \sum_{i=1}^n f_i \cdot h_i),$$

де,  $\gamma_c, \gamma_{cr}, \gamma_{cf}$  – коефіцієнти умов роботи палі і ґрунту під вістрям палі і по бічній поверхні приймається рівним 1;

$u$  – периметр палі квадратного перерізу:  $4 \cdot b_n = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ м;}$

$A$  – площа поперечного перерізу палі становить:  $b_n^2 = 0,16 \text{ м}^2;$

$h_i$  – довжина розрахункових ділянок, визначаю на основі геологічної будови району будівництва і положень паль у ґрунті за схемою на Рис 3.2, розрахункові опори ґрунту під нижнім кінцем палі  $R$  і тертя по балковій поверхні  $f$  визначаємо за [7, табл. Н.2.1 і Н.2.2].

Приймаємо  $R$  рівне 5985 кПа.

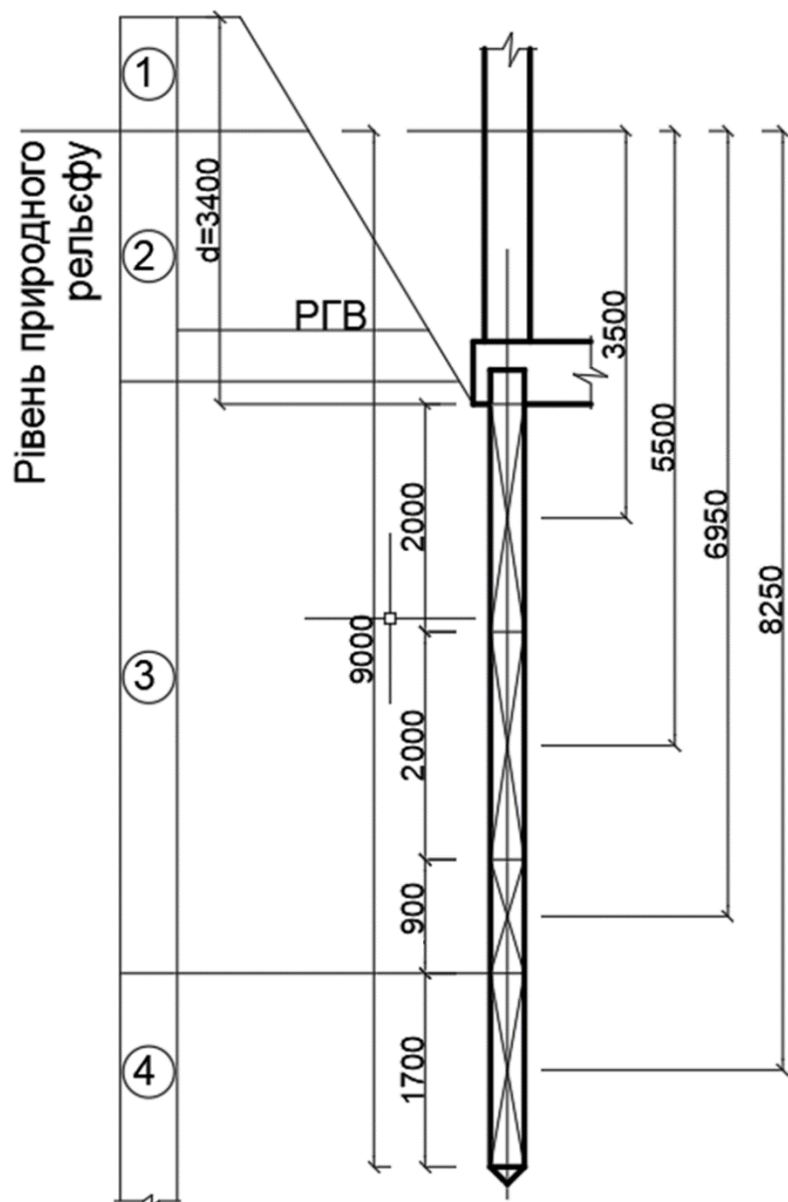


Рисунок 52 – Схема до розрахунку несучої здатності одиночної палі

Отримані значення записуємо в табл. 38.

Таблиця 38 – Отримані результати

$h_i$ , м	$z_i$ , м	$f_i$ , кПа
2,0	3,5	42,1
2,0	5,5	48,4
0,9	6,95	49,7
1,7	8,25	62,4

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 5985 \cdot 0,16 + 1,6 \cdot 1 \cdot [2 \cdot 42,1 + 2 \cdot 48,4 + 0,9 \cdot 49,7 + 1,7 \cdot 62,4]) = 1488,5 \text{ кПа.}$$

Отримуємо навантаження на 1 палю:

$$P = \frac{1488,5}{1,4} = 1063,2 \text{ кН.}$$

Отже,  $N = 1046,1 \text{ кН} \leq P = 1063,2 \text{ кН}$ , умова виконалася.

### 8.3.3.4. Розрахунок осідання пального фундаменту проводиться в системі ЛІРА

Частку навантаження, передану на ґрунт тертям по бічній поверхні палі склала 0,36, від обпирання палі на ґрунт 0,64. При розрахунку частки навантаження враховувався опір ґрунту під вістря, та по бічній поверхні палі.

Задання параметрів пального фундаменту рис. 53.

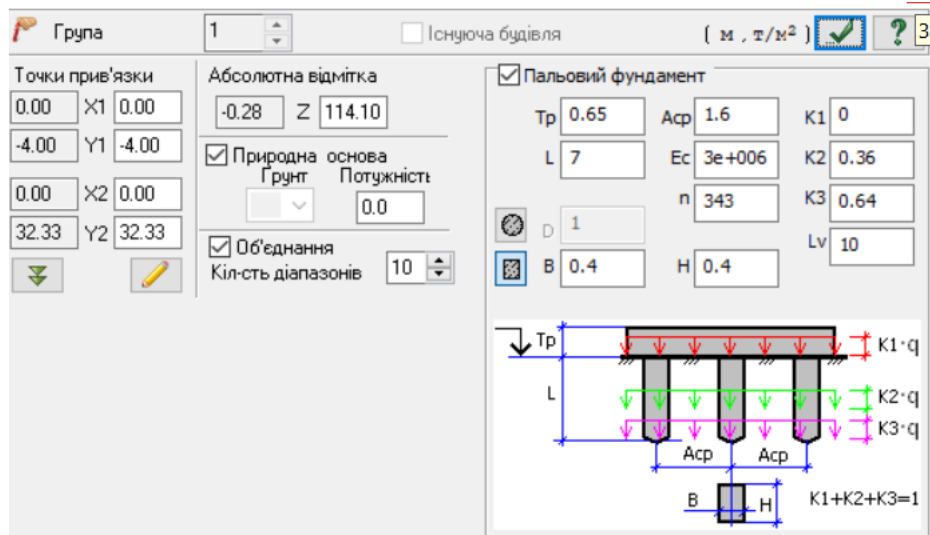


Рисунок 53 – Імпортовані навантаження

Розрахунок проводиться за методом Метод3 – модифікованим розрахунком для моделі Пастернака, отримані результати показані на рис. 54 та рис 55.

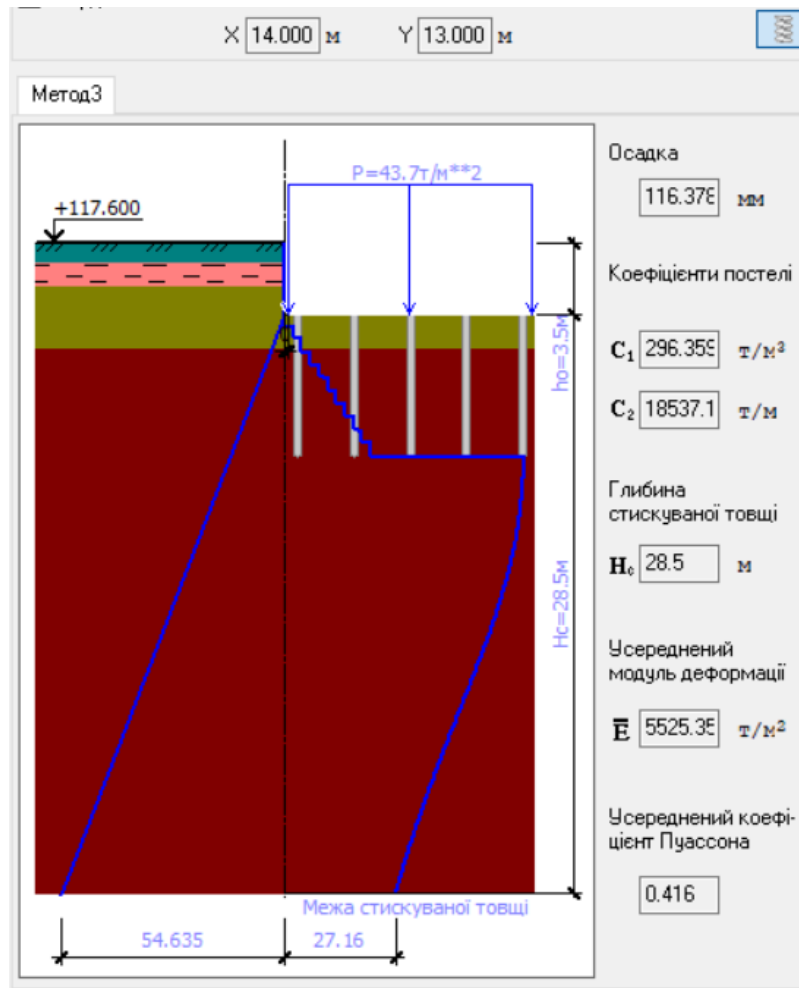


Рисунок 54 – Осідання шарів ґрунту

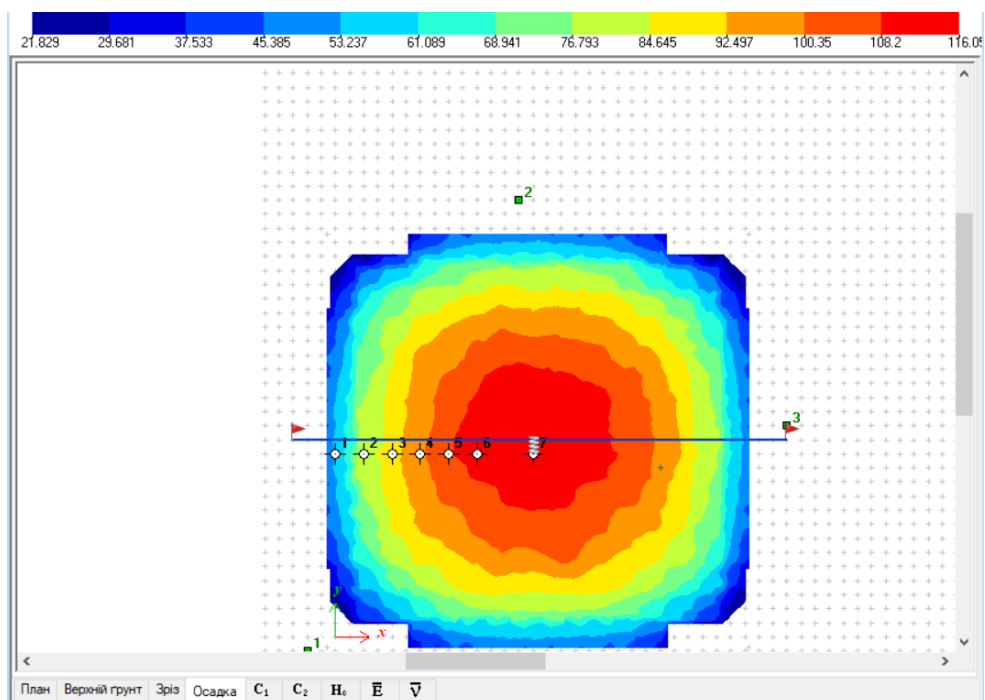


Рисунок 55 – Ізополя осідання шарів ґрунту в довільних точках свердловин

Отримані результати осідання зведені в табл. 39.

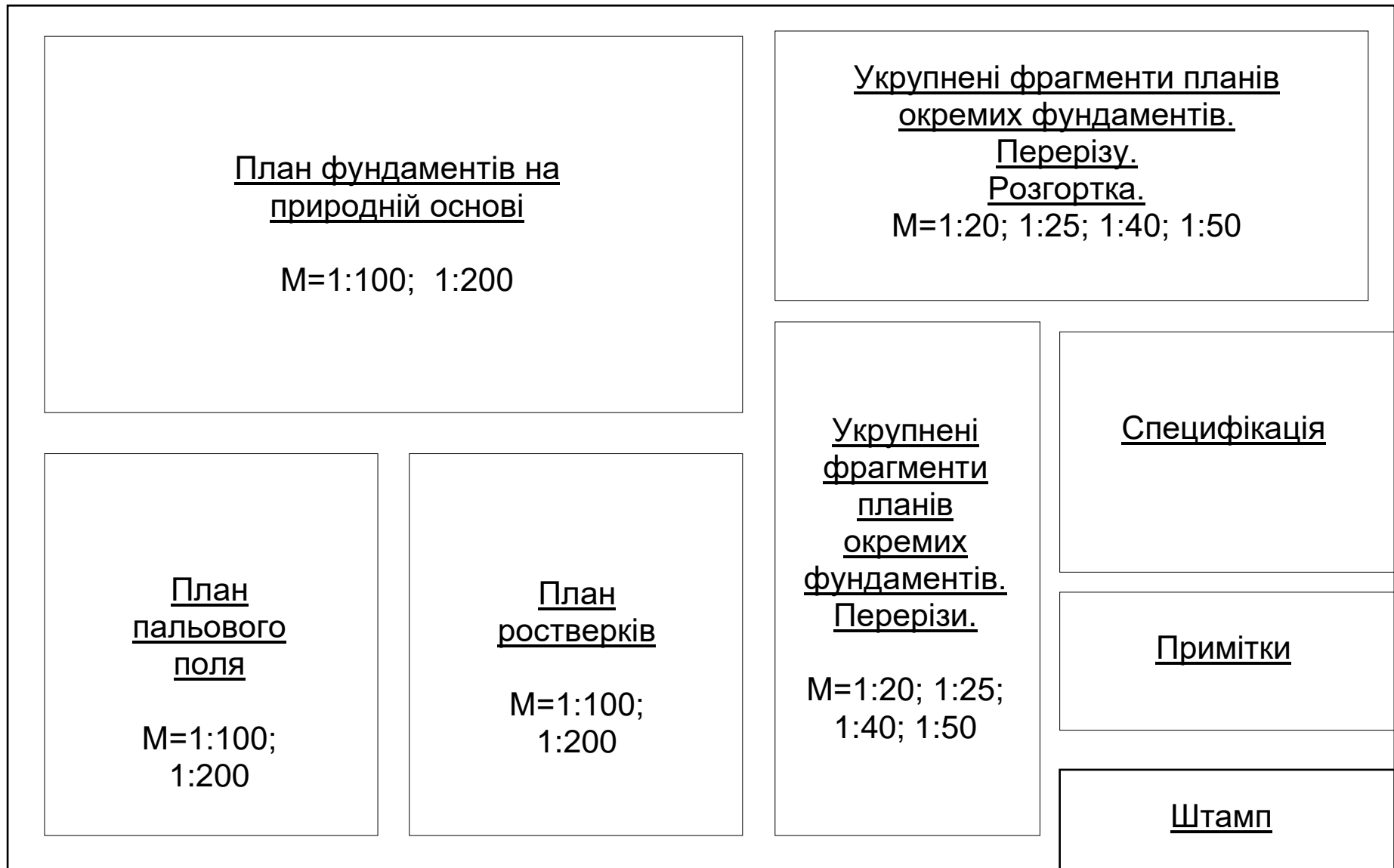
Таблиця 39 – Осідання ґрунту в довільних точках свердловин

Точка	S1, мм	S2, мм
1	0	55.8923
2	0	78.2841
3	0	91.4952
4	0	99.6593
5	0	106.352
6	0	110.79
7	0	114.905

Отримано максимальне осідання пального фундаменту, яке становить 11,6 см, що є меншим від допустимого значення для осідання - 12 см. Умова виконана.

Додаток 1

Варіант компоунання робочого креслення фундаментів



Додаток 2

Варіанти завдань до курсового проектування

№ вар.	Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma_n$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			Характеристики міцності		Коеф. Пуансона	Дані випробування ґрунту штампом площею $A = 0,5 \text{ м}^2$	
					W	$W_L$	$W_P$	$\varphi_n$ , град	$C_n$ , кПа		p, кПа	S, м
1	Рослинний шар	0,8-0,6	15,0	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок дрібнозернистий	5,5-5,9	19,2	26,5	0,20	-	-	-	-	0,29	-	-
	Мулистий ґрунт	2,5-2,0	16,2	27,0	0,20	0,24	0,14	17	4	0,42	100	0,0066
											200	0,0132
											300	0,0193
											400	0,0310
	Глина третинна	10,3-9,7	20,0	27,6	0,25	0,46	0,16	-	-	0,41	-	-
Рівень ґрунтових вод – 4,0 м												
2	Рослинний шар	0,8-1,0	16,4	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Супісок пилюватий	4,6-5,0	18,0	26,8	0,17	0,20	0,15	-	-	0,30	-	-
	Суглинок легкий	2,5-3,0	17,5	26,6	0,17	0,21	0,12	18	5	0,42	100	0,0052
											200	0,0104
											300	0,0156
											400	0,0280
	Пісок середньозернистий	5,5-4,9	20,0	26,5	0,18	-	-	-	-	0,27	-	-
Глина четвертинна	необмеж.	18,5	27,4	0,27	0,42	0,17	-	-	0,47	-	-	
Рівень ґрунтових вод – 2,5 м												
3	Рослинний шар	1,6-1,0	16,0	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок легкий	5,5-6,0	16,5	26,5	0,16	0,23	0,12	19	5	0,40	100	0,0058
											200	0,0116
											300	0,0174
											400	0,0290
	Супісок	4,5-3,8	19,2	26,6	0,15	0,18	0,12	-	-	0,37	-	-
	Пісок середньозернистий	9,8-10,2	20,2	26,5	0,17	-	-	-	-	0,47	-	-
Рівень ґрунтових вод – 4,5 м												

№ вар.	Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma_n$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			Характеристики міцності		Коеф. Пуансона	Дані випробування ґрунту штампом площею $A = 0,5 \text{ м}^2$	
					W	$W_L$	$W_P$	$\varphi_n$ , град	$C_n$ , кПа		p, кПа	S, м
4	Рослинний шар	0,8-1,0	16,0	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок дрібнозернистий	5,5-5,8	19,0	26,5	0,18	-	-	-	-	0,28	-	-
	Супісок пилюватий	3,2-3,5	17,2	26,7	0,19	0,22	0,15	20	4	0,36	100	0,0069
											200	0,0138
											300	0,0207
											400	0,0300
	Глина третинна	необмеж.	20,0	27,4	0,24	0,46	0,16	-	-	0,42	-	-
Рівень ґрунтових вод – 1,75 м												
5	Насипний ґрунт	0,8-0,5	16,2	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок дрібнозернистий	4,1-3,8	17,3	26,5	0,16	-	-	28	1	0,29	100	0,0036
											200	0,0072
											300	0,0108
											400	0,0210
	Глина третинна	необмеж.	20,4	27,8	0,23	0,38	0,15	-	-	0,42	-	-
Рівень ґрунтових вод – 4 м												
6	Насипний ґрунт	2,0-1,4	15,5	-	0,19	-	-	-	-	-	-	-
	Супісок	4,8-4,2	19,0	26,6	0,12	0,22	0,15	-	-	0,30	-	-
	Пісок пилюватий	3,6-4,0	17,2	26,5	0,14	-	-	26	2	0,26	100	0,0042
											200	0,0084
											300	0,0126
											400	0,0195
	Суглинок червонобурий	необмеж.	20,4	27,6	0,22	0,28	0,17	-	-	0,40	-	-
Рівень ґрунтових вод – 6,9 м												



№ вар.	Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma_n$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			Характеристики міцності		Коеф. Пуансона	Дані випробування ґрунту штампом площею $A = 0,5 \text{ м}^2$	
					W	$W_L$	$W_P$	$\varphi_n$ , град	$C_n$ , кПа		p, кПа	S, м
7	Мулистий ґрунт	2,0-1,5	18,0	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок пилюватий	5,5-5,9	17,5	26,5	0,18	-	-	25	3	0,28	100	0,0058
											200	0,0116
											300	0,0174
											400	0,0250
	Суглинок бурий перевідкл.	4,8-4,1	19,2	26,7	0,19	0,34	0,18	-	-	0,41	-	-
	Глина третинна	6,2-6,8	20,1	26,5	0,18	-	-	-	-	0,27	-	-
Рівень ґрунтових вод – 5,3 м												
8	Мулистий ґрунт	1,6-2,0	15,6	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Глина пластична	4,0-3,5	17,2	26,5	0,32	0,48	0,24	15	8	0,42	100	0,0058
											200	0,0174
											300	0,0290
											400	0,0310
	Пісок дрібнозернистий	6,8-7,2	19,8	25,5	0,18	-	-	-	-	0,25	-	-
	Глина	4,8-5,4	20,4	27,8	0,24	0,44	0,15	-	-	0,41	-	-
Рівень ґрунтових вод – 1,8 м												
9	Насипний ґрунт	2,0-2,2	15,4	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Супісок	3,5-4,1	19,0	26,6	0,20	0,22	0,15	-	-	0,30	-	-
	Пісок пилюватий	3,0-3,5	6,2	26,5	0,19	-	-	27	3	0,28	100	0,0039
											200	0,0078
											300	0,0117
											400	0,0270
	Глина	необмеж.	19,2	27,6	0,22	0,34	0,15	-	-	0,40	-	-
Рівень ґрунтових вод – 2 м												

№ вар.	Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma_n$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			Характеристики міцності		Коеф. Пуансона	Дані випробування ґрунту штампом площею $A = 0,5 \text{ м}^2$	
					W	$W_L$	$W_P$	$\phi_n$ , град	$C_n$ , кПа		p, кПа	S, м
10	Мулистий ґрунт	1,8-2,0	16,2	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок важкий	3,4-4,0	18,4	27,1	0,20	0,32	0,15	18	6	0,28	100	0,0041
	Супісок пілуватий легкий	3,2-2,8	17,3	26,6	0,20	0,21	0,16	-	-	-	200	0,0082
											300	0,0123
											400	0,0180
											-	-
	Пісок крупний	необмеж.	19,8	26,5	0,20	-	-	-	-	0,27	-	-
Рівень ґрунтових вод – 8 м												
11	Рослинний шар	0,9-0,6	16,2	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок середньозернистий	4,5-3,9	17,8	26,5	0,11	-	-	-	-	0,42	100	0,004
	Пісок пілуватий	6,7-7,2	16,8	26,4	0,18	-	-	26	3		200	0,008
											300	0,012
											400	0,020
	Глина четвертинна	12,0-14,0	19,7	27,4	0,25	0,44	0,20	-	-	0,41	-	-
Рівень ґрунтових вод – 7 м												
12	Насипний ґрунт	1,8-2,0	16,0	-	0,10	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок	6,7-7,4	15,0	26,7	0,19	0,22	0,16	17	7	0,30	100	0,009
											200	0,018
											300	0,027
											400	0,038
	Пісок дрібний	4,8-5,4	18,1	26,5	-	-	-	-	-	0,26	-	-
	Пісок середньої крупності	необмеж.	19,8	26,5	0,20	-	-	-	-	0,27	-	-
Рівень ґрунтових вод – 10 м												

№ вар.	Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma_n$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			Характеристики міцності		Коеф. Пуансона	Дані випробування ґрунту штампом площею $A = 0,5 \text{ м}^2$	
					W	$W_L$	$W_P$	$\varphi_n$ , град	$C_n$ , кПа		p, кПа	S, м
13	Мулистий ґрунт	1,4-1,6	14,5	-	0,15	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок бурий	5,5-4,2	17,6	26,6	0,18	0,28	0,15	-	-	-	-	-
	Пісок дрібний	3,2-4,4	16,5	26,5	0,15	-	-	26	2	0,28	100	0,0045
											200	0,0090
											300	0,0135
											400	0,0200
	Глина третинна	необмеж.	20,1	27,2	0,20	0,46	0,17	-	-	0,27	-	-
Рівень ґрунтових вод – 7 м												
14	Рослинний шар	0,5-0,9	16,2	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок	8,6-9,6	16,8	26,7	0,18	0,28	0,17	-	-	0,42	-	-
	Пісок пилюватий	2,2-1,8	17,0	26,5	0,15	-	-	25	3	-	100	0,0042
											200	0,0084
											300	0,0120
											400	0,0180
	Пісок середньої крупності	необмеж.	19,8	26,5	0,20	-	-	-	-	0,41	-	-
Рівень ґрунтових вод – 9,5 м												
15	Рослинний шар	0,5-0,8	15,0	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Супісок	6,0-7,0	17,7	26,6	0,14	0,18	0,12	16	9	0,30	100	0,0085
											200	0,0170
											300	0,0225
											400	0,0360
	Глина четвертинна, що підстиляється скелею	3,2-4,8	17,0	27,6	0,32	0,48	0,17	-	-	-	-	-
Рівень ґрунтових вод – 7 м												

№ вар.	Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma_n$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			Характеристики міцності		Коеф. Пуансона	Дані випробування ґрунту штампом площею $A = 0,5 \text{ м}^2$	
					W	$W_L$	$W_P$	$\phi_n$ , град	$C_n$ , кПа		p, кПа	S, м
16	Чорнозем	0,7-0,8	16,0	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок легкий	4,0-5,6	16,5	26,7	0,15	0,26	0,12	20	5	0,35	100	0,0062
											200	0,0124
											300	0,0186
											400	0,0280
	Пісок середньої крупності	6,8-7,4	19,6	26,5	0,18	-	-	-	-	0,28	-	-
	Глина четвертинна	16,2-15,8	16,9	27,2	0,22	0,42	0,17	-	-	0,43	-	-
Рівень ґрунтових вод – 5 м												
17	Мулистий ґрунт	1,4-1,1	16,0	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-
	Супісок	4,8-5,4	17,4	26,7	0,15	0,20	0,14	-	-	-	-	-
	Пісок пилуватий	0,6-0,7	18,1	26,5	0,21	-	-	24	4	0,42	100	0,0045
											200	0,0090
											300	0,0135
											400	0,0220
	Пісок середньої крупності	15,0-14,0	19,2	26,5	0,18	-	-	-	-	0,41	-	-
Рівень ґрунтових вод – 6,5 м												
18	Чорнозем	0,8-0,7	16,0	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок бурий	6,0-7,0	19,0	27,0	0,20	0,25	0,15	-	-	-	-	-
	Супісок пилуватий	4,8-5,4	16,0	26,7	0,19	0,21	0,14	19	5	0,30	100	0,0060
											200	0,0120
											300	0,0180
											400	0,0290
	Пісок середньої крупності	необмеж.	19,9	26,5	0,18	-	-	-	-	-	-	-
Рівень ґрунтових вод – 2 м												

№ вар.	Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma_n$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			Характеристики міцності		Коеф. Пуансона	Дані випробування ґрунту штампом площею $A = 0,5 \text{ м}^2$	
					W	$W_L$	$W_P$	$\varphi_n$ , град	$C_n$ , кПа		p, кПа	S, м
19	Рослинний шар	0,6-0,8	16,5	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок дрібнозернистий	4,0-5,8	19,1	26,6	0,17	-	-	-	-	0,26	-	-
	Глина пластинчата	6,5-5,8	17,0	27,5	0,30	0,48	0,20	16	9	0,42	100	0,0052
											200	0,0104
											300	0,0156
											400	0,0295
	Суглинок важкий	18,2-16,0	19,8	27,0	0,22	0,35	0,19	-	-	0,38	-	-
Рівень ґрунтових вод – 5 м												
20	Чорнозем	0,7-0,8	16,5	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок	6,2-7,8	16,5	27,0	0,15	0,30	0,15	18	6	0,38	100	0,0064
											200	0,0128
											300	0,0192
											400	0,0228
	Пісок дрібнозернистий	6,2-5,8	26,5	26,5	0,17	-	-	-	-	0,28	-	-
	Глина третинна	14,5-15,2	19,2	27,4	0,18	0,45	0,21	-	-	0,42	-	-
Рівень ґрунтових вод – 9 м												
21	Рослинний шар	0,9-1,0	16,4	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-
	Супісок	4,5-5,2	16,3	26,7	0,20	0,20	0,14	20	5	0,30	100	0,0052
											200	0,0104
											300	0,0156
											400	0,0260
	Пісок дрібний	6,2-7,4	18,9	26,5	0,18	-	-	-	-	0,28	-	-
	Суглинок важкий	необмеж.	19,7	27,0	0,18	0,42	0,16	-	-	0,40	-	-
Рівень ґрунтових вод – 7 м												

№ вар.	Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma_n$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			Характеристики міцності		Коеф. Пуансона	Дані випробування ґрунту штампом площею $A = 0,5 \text{ м}^2$	
					W	$W_L$	$W_P$	$\phi_n$ , град	$C_n$ , кПа		p, кПа	S, м
22	Чорнозем	0,8-0,9	16,6	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок дрібнозернистий	0,6-5,6	19,3	26,6	0,20	-	-	-	-	0,27	-	-
	Супісок пилюватий	4,5-3,8	15,0	26,6	0,21	0,24	0,18	17	7	0,30	100	0,0062
											200	0,0122
											300	0,0183
											400	0,0280
	Глина четвертинна	необмеж.	19,8	27,4	0,23	0,44	0,22	-	-	0,43	-	-
Рівень ґрунтових вод – 2 м												
23	Рослинний шар	0,3-0,5	17,0	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Супісок пластичний жовтий	3,2-3,7	18,5	27,0	0,18	0,18	0,13	21	11	0,30	100	0,0076
											200	0,0151
											300	0,0230
											400	0,0310
	Пісок середньої крупності	2,0-2,4	18,3	26,5	0,14	-	-	-	-	0,27	-	-
	Суглинок сіроголубий	12,0-14,0	18,6	26,8	0,26	0,32	0,20	-	-	0,37	-	-
Рівень ґрунтових вод – 2,5 м												
24	Чорнозем	0,6-0,8	16,0	-	0,16	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок	5,1-6,2	18,7	26,8	0,28	0,31	0,19	16	16	0,35	100	0,0081
											200	0,0166
											300	0,0251
											400	0,0356
	Глина жовтосіра	6,3-7,3	19,2	27,4	0,37	0,73	0,37	-	-	0,43	-	-
	Каолін первинний (елювій граніту)	6,5-6,8	20,2	27,4	0,20	0,52	0,23	-	-	0,42	-	-
Рівень ґрунтових вод – 3 м												

№ вар.	Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma_n$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			Характеристики міцності		Коеф. Пуансона	Дані випробування ґрунту штампом площею $A = 0,5 \text{ м}^2$	
					W	$W_L$	$W_P$	$\varphi_n$ , град	$C_n$ , кПа		p, кПа	S, м
25	Насипний ґрунт	1,7-2,0	16,5	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-
	Супісок з прошарком піску	3,3-3,7	16,5	26,7	0,09	0,16	0,12	24	6	0,30	100	0,0051
											200	0,0109
											300	0,0167
											400	0,0283
	Супісок	7,5-8,2	16,9	26,8	0,13	0,26	0,21	-	-	0,30	-	-
	Пісок середньої крупності	необмеж.	17,2	26,6	0,07	-	-	-	-	0,29	-	-
Рівень ґрунтових вод – 16 м												
26	Насипний ґрунт	1,5-1,8	16,5	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок дрібний	4,2-4,9	17,0	26,6	0,11	-	-	36	4	0,35	100	0,00076
											200	0,0023
											300	0,0041
											400	0,0095
	Суглинок	5,3-6,1	17,6	26,7	0,18	0,26	0,18	-	-	0,40	-	-
	Глина	необмеж.	18,9	27,1	0,28	0,42	0,19	-	-	0,27	-	-
Рівень ґрунтових вод – 15 м												
27	Насипний ґрунт	1,3-1,6	16,0	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-
	Супісок	1,9-2,3	16,3	26,7	0,12	0,22	0,15	26	14	0,30	100	0,0060
											200	0,0123
											300	0,0187
											400	0,0267
	Пісок дрібний	2,8-3,1	17,6	26,6	0,11	-	-	-	-	0,29	-	-
	Супісок	необмеж.	17,6	26,7	0,21	0,24	0,16	-	-	0,30	-	-
Рівень ґрунтових вод – 12 м												

№ вар.	Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma_n$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			Характеристики міцності		Коеф. Пуансона	Дані випробування ґрунту штампом площею $A = 0,5 \text{ м}^2$	
					W	$W_L$	$W_P$	$\varphi_n$ , град	$C_n$ , кПа		p, кПа	S, м
28	Рослинний шар	0,4-0,5	16,5	-	0,16	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок дрібний	2,5-2,8	17,9	26,5	0,17	-	-	-	-	0,31	-	-
	Суглинок	2,0-2,4	17,3	26,8	0,13	0,17	0,09	19	15	0,37	100	0,009
											200	0,016
											300	0,023
											400	0,034
	Глина голубоватосіра	необмеж.	17,0	27,1	0,20	0,39	0,18	-	-	0,40	-	-
Рівень ґрунтових вод – 0,8 м												
29	Рослинний шар	0,3-0,5	16,5	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-
	Супісок бурий	6,7-7,0	16,9	26,7	0,12	0,15	0,11	20	3	0,30	100	0,0077
											200	0,0152
											300	0,0227
											400	0,0302
	Пісок середньої крупності	2,5-2,8	17,2	26,6	0,07	-	-	-	-	0,29	-	-
	Суглинок	необмеж.	19,4	26,9	0,25	0,33	0,21	-	-	0,35	-	-
Рівень ґрунтових вод – 4 м												
30	Рослинний шар	0,3-0,6	16,0	-	0,18	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок з включенням гравію	2,7-3,1	19,2	26,6	0,19	0,28	0,17	-	-	0,37	-	-
	Супісок з включенням гравію	2,1-2,5	18,7	26,7	0,21	0,25	0,19	14	15	0,35	100	0,0048
											200	0,0089
											300	0,0130
											400	0,0188
	Супісок	необмеж.	17,6	26,7	0,18	0,26	0,18	-	-	0,38	-	-
Рівень ґрунтових вод – 13 м												



№ вар.	Найменування ґрунту і рівень ґрунтових вод	Потужність шару, м	$\gamma_n$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_2$ , кН/м <sup>3</sup>	Вологість			Характеристики міцності		Коеф. Пуансона	Дані випробування ґрунту штампом площею $A = 0,5 \text{ м}^2$	
					W	$W_L$	$W_P$	$\varphi_n$ , град	$C_n$ , кПа		p, кПа	S, м
31	Насипний ґрунт	0,7-0,9	16,0	-	0,17	-	-	-	-	-	-	-
	Пісок дрібний мулистий	1,4-1,7	18,3	26,5	0,20	-	-	4	-	0,28	100	0,0088
											200	0,0173
											300	0,0258
											400	0,0391
	Суглинок	4,1-4,5	18,5	26,9	0,16	0,19	0,12	-	-	0,36	-	-
	Глина бура	необмеж.	20,1	27,2	0,26	0,43	0,20	-	-	0,42	-	-
Рівень ґрунтових вод – 8 м												
32	Рослинний шар	0,6-0,8	16,5	-	0,18	-	-	-	-	-	-	-
	Суглинок жовтобурий	4,4-4,7	18,6	26,7	0,25	0,30	0,18	20	36	0,35	100	0,011
											200	0,020
											300	0,029
											400	0,040
	Глина мулиста	2,3-2,6	17,8	27,1	0,42	0,51	0,25	2,5	11	0,40	-	-
	Суглинок світлосірий	необмеж.	18,2	26,8	0,24	0,31	0,17	-	-	0,38	-	-
Рівень ґрунтових вод – 5,3 м												
33	Рослинний шар	0,7-0,9	16,0	-	0,15	-	-	-	-	-	-	-
	Супісок мулистий	3,0-3,5	19,4	26,8	0,30	0,26	0,22	17	11	0,34	100	0,0072
											200	0,0134
											300	0,0196
											400	0,0290
	Суглинок сірий	5,2-5,7	18,1	26,8	0,23	0,33	0,20	-	-	0,36	-	-
	Суглинок морений	необмеж.	19,3	26,9	0,17	0,33	0,19	-	-	0,38	-	-
Рівень ґрунтових вод – 3 м												

## Список літератури

1. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення [Чинний від 01.01.2019]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. – Чинні від 2007-01-01. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 77 с. – (Державні будівельні норми України).
3. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування для будівництва / Мінрегіонбуд України. – Чинні від 2008-07-01. – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2008. – 76 с. – (Державні будівельні норми України).
4. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – Чинний від 1996-07-01. – Київ : Укрархбудінформ, 1997. – 43 с. – (Національний стандарт України).
5. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Палі залізобетонні. Технічні умови. – Чинний від 2010-01-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 70 с. – (Національний стандарт України).
6. ДСТУ Б В.2.6-108:2010. Блоки бетонні для стін підвалів. Технічні умови. – Чинний від 2011-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 27 с. – (Національний стандарт України).
7. ДСТУ Б В.2.6-109:2010. Плити залізобетонні стрічкових фундаментів. Технічні умови. – Чинний від 2011-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 44 с. – (Національний стандарт України).
8. ДСТУ-Н Б В.1.1-27. Будівельна кліматологія. – Чинний від 2011-11- 01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с. – (Національний стандарт України).
9. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
10. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти : підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев та ін. ; під. ред. д-ра техн. наук,

- професора М. Л. Зоценка. – Вид. друге, перероб. і доп. – Полтава : ПНТУ, 2004. – 568 с.
11. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти: підручник / В. Б. Швець, І. П. Бойко, Ю. Л. Винников та ін.; під ред. д.т.н., професора В. Б. Швеця. – Вид. друге, перероб. і доп. – Дніпропетровськ: «Пороги», 2014. – 231 с.
  12. Основи та фундаменти. Навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / І.О.Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук – Луцьк: ЛНТУ, 2017.– 296с.
  13. Крусь Ю. О. Основи та фундаменти : Практикум : навч. посібник. – Вид. 2-ге, перероб. та доп. – Рівне : НУВГП, 2019. – 247 с.
  14. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. Методичні вказівки для виконання курсового проєкту студентів освітнього рівня “бакалавр” спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія” на тему: “Проєктування фундаментів мілкового закладання та пальових фундаментів” / І.М. Підгурський, М.І. Підгурський – Тернопіль: ТНТУ ім І. Пулюя, 2023. – 132 с.
  15. Підгурський І.М. Основи і фундаменти Курс лекцій для студентів денної та заочної форм навчання спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія” – Тернопіль: ФОП Паляниця В.М, 2021. – 188 с.
  16. Підгурський М.І., Підгурський І.М. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни “Основи і фундаменти” з прикладом розрахунку фундаментів Спеціальність 192 “Будівництво та цивільна інженерія” – Тернопіль ТНТУ, 2019. –44 с.
  17. Підгурський М.І., Підгурський І.М. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни “Основи і фундаменти” з прикладом розрахунку пальових фундаментів Спеціальність 192 “Будівництво та цивільна інженерія” – Тернопіль ТНТУ, 2019. –24 с.

