

*Укладачі: Маєвська Ірина Вікторівна, Блащук Наталя Вікторівна*

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ  
до самостійної роботи і контрольні завдання з дисципліни  
“Механіка ґрунтів”  
для бакалаврів заочної форми навчання  
спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”

Ключові слова: основа, ґрунт, фундамент, деформативність, міцність, напруження, осідання, паля.

**Методичні вказівки  
до самостійної роботи і контрольні завдання  
з дисципліни  
“Механіка ґрунтів”  
для бакалаврів заочної форми навчання  
спеціальності 192 “Будівництво та цивільна  
інженерія”**

Міністерство освіти і науки України  
Вінницький національний технічний університет

**Методичні вказівки  
до самостійної роботи і контрольні завдання  
з дисципліни  
“Механіка ґрунтів”  
для бакалаврів заочної форми навчання  
спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”**

Вінниця  
ВНТУ  
2019

Рекомендовано до друку Методичною радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № від 2019 р.)

Рецензенти:

**І. В. Коц**, кандидат технічних наук, професор

**Б. Б. Корчевський**, кандидат технічних наук, доцент

Методичні вказівки до самостійної роботи і контрольні завдання з дисципліни “Механіка ґрунтів” для бакалаврів заочної форми навчання спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Уклад. І. В. Маєвська, Н. В. Блащук. – Вінниця : ВНТУ, 2019. – 57 с.

В методичних вказівках наведені рекомендації до самостійної проробки студентами-заочниками матеріалу по курсу “Механіка ґрунтів”. Наводяться контрольні завдання для виконання контрольної роботи, що містить теоретичну і розрахунково-графічну частину. Наведений порядок виконання контрольних завдань з посиланням на необхідні літературні джерела, правила оформлення роботи і приклади розрахунку.

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
1 Методичні вказівки з вивчення теоретичних розділів дисципліни “Механіка ґрунтів”.....	7
2 Вказівки з виконання контрольної роботи.....	14
3 Вказівки до аналізу інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.....	18
4 Вказівки з розрахунку осідання фундаменту методом пошарового підсумовування.....	20
5 Вказівки з визначення розмірів подошви фундаменту мілкого закладання .....	24
6 Вказівки з визначення несучої здатності забивної висячої палі.....	29
7 Приклади розрахунку.....	32
7.1 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика (підготовка даних для розрахунку).....	32
7.2 Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування .....	35
7.3 Визначення розмірів подошви фундаменту мілкого закладання .....	38
7.4 Визначення несучої здатності забивної висячої палі.....	52
ЛІТЕРАТУРА.....	55

## В С Т У П

Будь-яке нове будівництво, а також реконструкція існуючої забудови потребує детального вивчення ґрунтів будівельного майданчику, а також прийняття економічного і технологічного рішення з улаштування або підсилення фундаментів.

Будівництво великих і важких споруд, що передають на основу значні навантаження, а також все більш часте використання під забудову територій з несприятливими гідро-геологічними умовами потребує від будівельників знань і навичок в галузі фундаментобудування.

Фундаменти складають значну долю як в загальній вартості будівельно монтажних робіт (від 5-10% до 20%), так і в загальних витратах залізобетону на будівлю або споруду (15-20% для промислових об'єктів), що свідчить про важливість економічного аспекту при їх проектуванні.

Проектування основ і фундаментів будь-якого об'єкту виконується з урахуванням особливостей будівельного майданчику, конструктивного рішення надфундаментної частини будівлі, експлуатаційних вимог до об'єкту.

У результаті проектування і улаштування основ і фундаментів є комплексною і складною задачею, для рішення якої фахівець повинен володіти необхідними знаннями за такими дисциплінами:

- інженерна геологія – встановлення обсягу і складу інженерно-геологічних вишукувань, аналіз їх результатів з метою оцінки особливостей будівельного майданчику на момент будівництва і встановлення можливостей змінення геологічних умов під час зведення і експлуатації будівель і споруд;

- механіка ґрунтів – оцінка умов роботи ґрунтів в ґрунтовому масиві, знання особливостей і умов застосування існуючих розрахункових моделей і рішень для визначення деформівності і міцності основ, вибір методу розрахунку, що найбільш повно відповідає задачі, що стоїть перед проектувальником;

- основи і фундаменти – вибір найбільш економічно- і технічно обґрунтованого типу основ і конструкцій фундаментів і їх розрахунок.

### **В результаті вивчення курсу студент має знати:**

- фізико-механічні властивості ґрунтів будівельних майданчиків;
- інженерно-геологічні процеси і природні геологічні процеси, які впливають на властивості ґрунтів і можуть погіршити умови експлуатації споруд;

- методи визначення фізичних і механічних властивостей ґрунтів;
- методи розрахунку основ і фундаментів за деформаціями і несучою здатністю;

### **Студент має вміти:**

- оцінювати результати інженерно-геологічних вишукувань;

- визначати фізико-механічні характеристики ґрунтів;
- визначати напружений стан ґрунтової основи;
- виконувати розрахунки основ за двома групами граничних станів.

Студенти-заочники самостійно вивчають курс “Механіка ґрунтів” у п’ятому навчальному семестрі (продовження курсу у вигляді дисципліни “Основи та фундаменти” у шостому семестрі). Програма курсу містить:

- теоретичний матеріал, що вивчається студентами самостійно відповідно до методичних вказівок і лекцій, які читаються під час установчої сесії;

- лабораторні роботи і практичні заняття, що проводяться за період установчої сесії під керівництвом викладача;

- контрольну роботу, що виконується у п’ятому семестрі відповідно до викладених нижче вимог, і заздалегідь надсилається до університету для рецензування;

- курсовий проект, що виконується у 6 семестрі, і також надсилається для рецензування.

Студенти, які виконали на відповідному рівні контрольну роботу і лабораторні роботи, у п’ятому семестрі складають іспит з теоретичного матеріалу з дисципліни “Механіка ґрунтів”, а в наступному, 6 семестрі, здають курсовий проект і іспит з курсу “Основи та фундаменти”, який включає і питання механіки ґрунтів, що вивчались у 5 семестрі.

## **І МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ З ВИВЧЕННЯ ТЕОРЕТИЧНИХ РОЗДІЛІВ ДИСЦИПЛІНИ “МЕХАНІКА ҐРУНТІВ”**

Для самостійного вивчення теоретичного матеріалу за літературними джерелами нижче приведена програма курсу, короткі методичні вказівки і контрольні питання для самопідготовки, які є одночасно питаннями для іспиту з дисципліни у 5 семестрі.

### **Тема I. Класифікація ґрунтів, їх фізико-механічні характеристики. Інженерно-геологічні вишукування.**

Гірські породи як ґрунти. Природа ґрунтів, їх склад. Відмінності між сипучими і зв’язними ґрунтами.

Фізичні характеристики ґрунтів, методи їх визначення. Будівельна класифікація ґрунтів. Особливо виділені типи ґрунтів: леси, мули, торфи і заторфовані ґрунти, їх властивості. Інженерно-геологічні вишукування, їх організація, склад і обсяг. Польові методи визначення механічних властивостей ґрунтів.

Перша тема включає питання окремого розділу Інженерної геології, який носить назву “ґрунтознавство”. Вона вивчає природний стан ґрунтів, властивості, притаманні їм в природі. Основні поняття ґрунтознавства закладають основу для подальшого вивчення курсу. Знання назв ґрунтів,

кількісних показників їх властивостей є обов'язковим при проектуванні і будівництві фундаментів.

Література: [1 – 5, 7, 8 –10].

Контрольні запитання:

1. Склад ґрунтів. Сипучі і зв'язні ґрунти, відмінності між ними. Природа зв'язності ґрунтів.
2. Види води у ґрунтах (хімічно- і фізично зв'язана вода, вільна вода, капілярна вода). Класифікація вільної води за розташуванням у масиві ґрунту (види підземних вод).
3. Фізичні характеристики ґрунтів, способи їх визначення, межі змінення.
4. Будівельна класифікація ґрунтів.
5. Особливо виділені типи ґрунтів: леси, мули, торфи і заторфовані ґрунти, їх властивості.
6. Етапи, склад і обсяг інженерно-геологічних вишукувань.
7. Види гірських виробок. Глибина і частота проходження гірських виробок.
8. Вплив різних факторів на обсяг і зміст інженерно-геологічних вишукувань (особливості ґрунтових умов, тип фундаментів, ступінь відповідальності споруд, конструктивні особливості споруд).
9. Визначення модуля деформації ґрунтів в польових умовах (випробування штампом, пресіометром, статичне і динамічне зондування).
10. Визначення характеристик міцності ґрунтів в польових умовах (випробування на зріз в спеціальних обоймах, метод обертального зрізу (крильчатка), статичне і динамічне зондування).

## **Тема 2. Природні і інженерно-геологічні процеси**

Властивості гірських порід (ґрунтів) змінюються протягом часу під впливом енергії Землі або Сонця (природні геологічні процеси) або можуть відбуватись при участі людини (інженерно-геологічні процеси).

Екзогенні природні геологічні процеси (відбуваються під впливом енергії Сонця). Вивітрювання і геологічна діяльність вітру. Геологічна діяльність текучих вод. Геологічна діяльність морів, озер і боліт. Геологічна робота льодовиків. Природні екзогенні геологічні процеси необхідно розглядати за схемою: руйнування-перенесення-відклади. Особливу увагу слід приділити будівельним властивостям відкладів різного походження (наприклад: еолові піски значно відрізняються за властивостями від алювіальних).

Особливості інженерно-геологічних процесів. Інженерно-геологічні процеси відбуваються в породах певного складу і походження на відміну від природних, що відбуваються в будь-яких породах. Тривалість прояву цих процесів можна порівняти з тривалістю служби споруд.

Характерною особливістю інженерно-геологічних процесів є їхній



найтісніший зв'язок з інженерною діяльністю людини, але деякі з них можуть протікати і без цього зв'язку.

Інженерно-геологічні процеси бувають причиною деформацій будівель і споруд, а іноді і повного їх руйнування. Але, на відміну від такого геологічного явища, як землетрус, вони можуть бути відвернуті людиною.

Просадочні явища в лесових ґрунтах. Усадка і набухання глинистих ґрунтів. Суфозія і карст. Зсувні явища.

Література: [1, 4, 5].

Контрольні запитання:

1. Вивітрювання, його види, будівельні властивості елювія.
2. Геологічна діяльність вітру. Еолові відклади.
3. Геологічна діяльність текучих (делювіальних) вод. Боротьба з ерозією. Властивості делювія, пролювія.
4. Геологічна діяльність рік і струмків (алювіальних вод). Типи річкових долин, види алювія.
5. Геологічна діяльність морів, озер і боліт. Морська абразія, захист берегів, види морських відкладів. Відклади озер і боліт, їх властивості.
6. Геологічна робота льодовиків. Льодовикові (моренні) і водно-льодовикові (флювіо-гляціальні) відклади.
7. Інженерно-геологічні процеси, їх особливості і основні види.
8. Просадочні явища в лесових ґрунтах. Склад і ознаки просадочних ґрунтів, причини просадочності.
9. Показники просадочності, способи їх визначення, призначення.
10. Усадка і набухання глинистих ґрунтів, показники набухання і усадки.
11. Суфозія і карст. Заходи по боротьбі з суфозією.
12. Зсувні явища, їх причини. Можливі форми втрати стійкості укосів і схилів.

### **Тема 3. Основні закономірності механіки ґрунтів.**

Основні закономірності механіки ґрунтів і показники механічних властивостей ґрунтів. Закон ущільнення, закон лінійної деформівності, їх використання в рішенні задач механіки ґрунтів.

Ця тема є основою всього подальшого курсу, тому необхідно добре засвоїти матеріал, що вивчається, звернувши увагу на специфіку властивостей ґрунтів як дисперсних тіл у порівнянні з твердими конструкційними матеріалами. Обов'язковим є знання механічних характеристик ґрунтів (характеристик міцності і деформівності), їх фізичної суті і області використання.

Література: [1 – 4, 7].

#### Контрольні запитання.

1. Стисливість ґрунтів, способи випробувань на стисливість, методика компресійних випробувань.
2. Компресійна крива, її види. Закон ущільнення.
3. Назвіть характеристики стисливості ґрунтів, їх геометричний і фізичний смисл, призначення.
4. Чим обумовлена водопроникність ґрунтів? Закон фільтрації для сипучих і зв'язних ґрунтів. Коефіцієнт фільтрації.
5. Як відбувається руйнування ґрунтів? Які фактори визначають опір зсуву піщаних і глинистих ґрунтів?
6. Опишіть методику випробувань ґрунтів на зсув у різних приладах.
7. Закон Кулона для піщаних і глинистих ґрунтів. Характеристики міцності ґрунтів.
8. Випробування ґрунтів на зсув при трьохосному стисненні, обробка результатів випробувань за теорією міцності Мора.
9. Умови граничної рівноваги для сипучих і зв'язних ґрунтів.
10. Структурно-фазова деформівність ґрунтів. У чому полягає принцип лінійної деформівності і як він використовується в механіці ґрунтів.
11. Що таке модуль деформації ґрунтів? Як він визначається за результатами компресійних і штампових випробувань? Відміна модуля деформації ґрунтів від модуля пружності.

#### **Тема 4. Розподіл напружень у ґрунтах.**

Напруження у ґрунтах від дії зосередженої сили, прикладеної до поверхні лінійно-деформівного напівпростору. Розподіл напружень в випадку плоскої задачі. Дія рівномірно розподіленого навантаження. Метод кутових точок. Контактна задача (розподіл напружень по підшві фундаментів). Розподіл напружень від власної ваги ґрунту.

При вивченні даної теми слід звернути увагу на закономірності розподілу напружень по глибині і в радіальному напрямку від зосередженої сили на поверхні і виконати їх аналіз. Не менш важливі лінії рівних вертикальних і горизонтальних нормальних напружень, а також дотичних напружень, одержаних на основі розв'язання плоскої задачі. При вивченні контактної задачі звернути увагу на різницю епюри контактних напружень для жорсткого і гнучкого фундаментів. При вивченні епюри напружень від власної ваги ґрунту уявити вплив на її форму зміни шарів ґрунту, рівня підземних вод і розташування водоупорного шару.

Література: [1 – 4, 7].

#### Контрольні запитання:

1. Основні спрощення і передумови, які вводяться при визначенні напружень в ґрунтовому масиві. Які обмеження вводяться на навантаження при визначенні напружень у ґрунтах.

2. Задача Бусінеска (напруження в ґрунті від зосередженої сили). Розподіл вертикальних нормальних напружень від зосередженої сили по глибині і в плані.

3. Визначення напружень в ґрунті від суми зосереджених сил, від дії будь-якого розподіленого навантаження.

4. Визначення нормальних вертикальних напружень під центром і під кутом прямокутної рівномірно завантаженої площі. Метод кутових точок, для чого він використовується?

5. Наведіть залежності для визначення напружень в випадку плоскої задачі. Виконайте їх короткий аналіз. Що таке головні напруження?

6. Лінії рівних напружень в ґрунті для плоскої задачі, їх аналіз з точки зору їх впливу на роботу фундаменту і його основи.

7. Як розподіляються контактні напруження (контактний тиск) по подошві жорстких і гнучких фундаментів. Які ще фактори впливають на форму епюри контактних напружень?

8. Як розподіляються напруження від власної ваги ґрунту з урахуванням різних факторів?

9. Вплив розмірів подошви і неоднорідності ґрунтів на розподіл напружень від зовнішнього навантаження.

### **Тема 5. Деформації ґрунтів і прогноз осідань фундаментів.**

Види деформацій ґрунтів і причини, що їх обумовлюють. Методи визначення пружних деформацій ґрунтів. Осідання шару ґрунту при суцільному навантаженні. Визначення осідань фундаментів за методом пошарового підсумовування. Причини нерівномірних деформацій будівель і споруд.

Ця тема включає питання розрахунку основ за другою групою граничних станів (за деформаціями). Методи розрахунку осідань фундаментів з урахуванням гранично-допустимих переміщень були вперше розроблені і впроваджені у практику радянськими вченими. Застосування цього підходу дозволяє одержати економічні і надійні проектні рішення фундаментів. В зв'язку з цим для інженера важливо знати методи розрахунку осідань фундаментів, область їх раціонального застосування.

Література: [1 – 4, 6 – 8].

Контрольні запитання:

1. Опишіть види деформацій ґрунтів і параметри, якими характеризуються деформації відповідно до чинних норм [ 6 ].

2. Фактори, що впливають на величину осідань основи: величина навантаження; вид ґрунту основи; глибина закладання фундаменту; умови завантаження; розмір завантаженої площі. Опишіть характер впливу.

3. Методи визначення пружних деформацій основи (метод загальних і метод місцевих пружних деформацій).

4. Осідання шару ґрунту при суцільному навантаженні.
5. Розрахункові моделі при визначенні осідань основи. Область їх застосування.
6. Методика визначення осідань методом пошарового підсумовування. Поняття додаткового тиску і товщі, яка стискається.
7. Передумови і обмеження методу пошарового підсумовування.
8. Особливості розрахунку осідань плитних фундаментів, необхідність збільшення або зменшення глибини стисливої товщі  $H_c$ .
9. Причини нерівномірних деформацій будівель і споруд.

### **Тема 6. Теорія граничного напруженого стану ґрунтів і область її застосування.**

Особливості роботи ґрунтів основи за даними їх випробувань штампами. Графік залежності осідання штампа від навантаження. Фази напруженого стану ґрунтів при безперервному зростанні навантаження. Лінії ковзання. Умови граничної рівноваги в точці і в усьому масиві ґрунту. Критичні навантаження на ґрунт. Початкове критичне навантаження на ґрунт, його зв'язок з розрахунковим опором ґрунту основи за нормами [ 6 ]. Граничне критичне навантаження на ґрунт, його визначення за ДБН В.2.1-10-2018 [ 6 ].

Як відомо, розрахунок більшості будівельних конструкцій, в тому числі фундаментів і основ, виконується за двома групами граничних станів. В зв'язку з цим для майбутньої професійної діяльності інженера-будівельника важливо знати і розуміти теоретичні основи розрахунку основ за першою групою граничних станів, за несучою спроможністю і стійкістю, а саме: процеси, що відбуваються у ґрунтах при зростанні навантаження до значення граничного критичного, основи теорії граничної рівноваги ґрунтів і її застосування до питань несучої спроможності основ, стійкості укосів і тиску ґрунтів на огороження.

Література: [ 1 – 4, 6 – 8 ].

Контрольні запитання:

1. Опишіть процес зростання навантаження на фундамент за допомогою графіка “навантаження-осідання”. Взаємозв'язок графіку з початковим критичним і граничним критичним навантаженнями, розрахунковим опором ґрунту основи.
2. Лінії ковзання. Вивчення процесу руйнування ґрунту за допомогою метода фотофіксації. Можлива форма ліній ковзання.
3. Умови граничної рівноваги ґрунту в точці, кут між головними нормальними напруженнями і площадками ковзання.
4. Початкове критичне навантаження на ґрунт. Формула Пузиревського, її передумови.

5. Наведіть формулу для визначення розрахункового опору ґрунту основи. Які фактори впливають на його величину, зв'язок розрахункового опору і початкового критичного тиску на ґрунт.

6. Граничне критичне навантаження на ґрунт, визначення його інтегральними (наближеними) і диференціальними (строгими) методами.

7. Визначення граничного опору ґрунту за ДБН В.2.1-10-2018 [ 6 ].

### **Тема 7. Визначення розмірів підшви фундаментів мілкого закладання.**

Принципи розрахунку основ і фундаментів. Вибір глибини закладання фундаментів. Епюри тиску під підшвою жорсткого фундаменту мілкого закладання при різних видах навантаження. Визначення розмірів підшви центрально навантаженого фундаменту. Визначення розмірів підшви позацентрово навантаженого фундаменту.

Потрібно уявити, що розрахунок основи фундаментів мілкого закладання (результатом якого є визначення розмірів підшви фундаменту) є у більшості випадків розрахунком за другою групою граничних станів, основною умовою якого є умова неперевикнення деформацією (осіданням) фундаменту гранично допустимого значення:  $S \leq S_u$ . Обмеження тиску по підшві фундаменту,  $p$ , величиною розрахункового опору ґрунту основи,  $R$ , тобто умовою  $p \leq R$ , служить для забезпечення лінійного характеру залежності деформацій ґрунту від навантажень. Таким чином забезпечується робота ґрунту під навантаженням в першій фазі, фазі ущільнення, що дозволяє скористатись відомими методами розрахунку осідань.

При незначному перевищенні тиском по підшві значення  $R$  ( $p > R$ ) не виникає руйнування ґрунту, але його деформації можуть непрогнозовано збільшитись, що призведе до руйнування надфундаментної споруди.

Література: [ 1 – 4, 6 – 8 ].

Контрольні запитання:

1. Основні принципи проектування і розрахунку основ і фундаментів.
2. Який фундамент відноситься до фундаментів мілкого закладання, які з них можна вважати при розрахунках основ жорсткими? Як це впливає на форму епюри контактних напружень під підшвою фундаменту?
3. Як вибирається глибина закладання фундаменту?
4. Що таке умовний розрахунковий опір ґрунту основи? Як він визначається і для чого використовується?
5. Порядок розрахунку розмірів підшви центрально навантаженого фундаменту мілкого закладання.
6. Порядок розрахунку позацентрово-навантаженого фундаменту мілкого закладання.

## **Тема 8. Палі і пальові фундаменти.**

Поняття про пальовий фундамент, область його застосування. Класифікація паль і пальових фундаментів. Визначення несучої здатності забивної висячої палі. Визначення несучої здатності палі-стояка.

Пальові фундаменти, також як і фундаменти мілкового закладання, відносяться в нашій країні до традиційного і широко розповсюдженого типу фундаментів. Паля, на відміну від фундаменту мілкового закладання, є фундаментом глибокого закладання, який при улаштуванні не потребує відкопування ґрунту, не погіршує його властивостей, завдяки чому може працювати не тільки своєю підшвою, а і боковою поверхнею. Основа паль розраховується як за першою групою граничних станів, так і за другою.

Література: [1, 2, 4, 6, 7].

Контрольні запитання:

1. Область застосування пальових фундаментів. Матеріали для паль. Види готових (збірних) залізобетонних паль.
2. Класифікація паль і пальових фундаментів.
3. Бурові палі, їх види. Способи підвищення несучої здатності бурових паль.
4. Визначення несучої здатності палі-стояка:
  - а) забивної;
  - б) бурової.
5. Визначення несучої здатності забивної висячої палі.
6. Визначення несучої здатності набивних висячих паль різних типів.

## **2 ВКАЗІВКИ З ВИКОНАННЯ КОНТРОЛЬНОЇ РОБОТИ**

Студент-заочник має самостійно вивчити теоретичний матеріал відповідно до цих методичних вказівок в обсязі, що передбачений програмою, і виконати своєчасно контрольну роботу.

До екзаменаційної сесії допускаються студенти, які успішно і своєчасно (з урахуванням можливого допрацювання) виконали контрольну роботу, що складається з письмового і розрахунково-графічного завдань.

Кожен варіант письмового завдання складається з відповідей на 8 запитань (по одному з кожної теми). Номера тем і запитань до них наведені в таблиці 1.

Письмові відповіді на запитання необхідно приводити в короткій формі, найбільш близької до суті питання. При цьому необхідно проявити самостійну оцінку матеріалу, що вивчається, його практичну цінність в інженерній діяльності.

Розрахунково-графічна частина завдання за кожним варіантом складається з чотирьох завдань:

- аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика (вихідні дані за табл. 2);

**Таблиця 1 Запитання до контрольної роботи**

№№ варіанту	№№ тем							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	1	12	5	3	4	7	2	6
2	2	11	6	4	5	6	3	5
3	3	10	7	5	6	5	4	4
4	4	9	8	6	7	4	5	3
5	5	8	9	7	8	3	6	2
6	6	7	10	8	9	2	1	1
7	7	6	11	9	1	1	2	6
8	8	5	1	2	2	7	3	5
9	9	4	2	1	3	6	4	4
10	10	3	3	9	4	5	5	3
11	1	2	4	8	5	4	6	2
12	2	1	5	7	6	3	1	1
13	3	12	6	6	7	2	2	6
14	4	11	7	5	8	1	3	5
15	5	10	8	4	9	7	4	4
16	6	9	9	3	1	6	5	3
17	7	8	10	2	2	5	6	2
18	8	7	11	1	3	4	1	1
19	9	6	1	9	4	3	2	6
20	10	5	2	8	5	2	3	5
21	1	4	3	7	6	1	4	4
22	2	3	4	6	7	7	5	3
23	3	2	5	5	8	6	6	2
24	4	1	6	4	9	5	1	1
25	5	12	7	3	1	4	2	6
26	6	11	8	2	2	3	3	5
27	7	10	9	1	3	2	4	4
28	8	9	10	9	4	1	5	3
29	9	8	11	8	5	7	6	2
30	10	7	1	7	6	6	1	1
31	1	6	2	6	7	5	2	6
32	2	5	3	5	8	4	3	5
33	3	4	4	4	9	3	4	4
34	4	3	5	3	1	2	5	3
35	5	2	6	2	2	1	6	2
36	6	1	7	1	3	7	1	1
37	7	12	8	9	4	6	2	6
38	8	11	9	8	5	5	3	5
39	9	10	10	7	6	4	4	4
40	10	9	11	6	7	3	5	3
41	1	8	1	5	8	2	6	2
42	2	7	2	4	9	1	1	1
43	3	6	3	3	1	7	2	6
44	4	5	4	2	2	6	3	5
45	5	1	5	1	3	5	4	4

Таблиця 2 - Вихідні дані для розрахунку осідання фундаменту під колону або стіну методом пошарового підсумовування

Варіант	Розрахункове навантаження		Розміри підшви фундаменту, м	Глибина закладання фундаменту і підвалу ( $d/d_b$ ), м	Відмітка планування	Розміри котлована, м	Варіант ґрунтових умов	ТИП СПОРУДИ
	експлуатаційне, кН	граничне, кН						
1	1000	1200	2,1×2,4	<u>2,1</u> -	0,00	4,0×60,0	1	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)
2	770	930	1,8×2,1	<u>2,4</u> 0,6	-2,20	15,0×42,0	2	Цивільна з повним каркасом (ЗБ)
3	1150	1400	2,1×2,7	<u>2,1</u> -	0,00	5,0×74,0	3	Виробнича з повним каркасом (МК)
4	620	750	1,5×1,8	<u>1,8</u> -	-0,50	21,0×68,0	17	Цивільна з повним каркасом (МК)
5	690	830	b =3,2	<u>2,0</u> 1,3	-1,60	18,0×18,0	18	Багатоповерхова безкаркасна (цегл.)
6	750	910	1,5×2,4	<u>2,2</u> 1,0	-2,00	5,0×150,0	19	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)
7	970	1170	1,8×2,7	<u>1,9</u> -	0,00	15,0×36,0	20	Цивільна з повним каркасом (ЗБ)
8	1030	1230,0	1,8×3,0	<u>2,1</u> -	0,00	4,0×185,0	21	Виробнича з повним каркасом (МК)
9	880	1060	2,1×2,1	<u>1,8</u> -	0,00	15,0×15,0	22	Цивільна з повним каркасом (МК)
10	1080	1300	2,1×2,7	<u>1,9</u> -	0,00	5,0×74,0	23	Виробнича з повним каркасом (ЗБ)
11	1200	1440	2,1×3,0	2,0/-	-0,70	$B_k = 24,0$	24	-“-
12	1320	1580	2,1×3,3	2,1/-	0,00	6,0×86,0	25	-“-
13	1230	1480	2,4×2,7	1,7/-	-0,40	5,0×62,0	4	-“-
14	1370	1640	2,4×3,0	1,8/-	-0,30	5,0×122,0	5	-“-
15	1500	1800	2,4×3,3	1,9/-	0,00	20,0×100	6	-“-
16	1780	2140	2,4×3,6	<u>2,0</u> 0,8	-1,20	13,0×54,0	7	Цивільна з повним каркасом (ЗБ)



Продовження таблиці 2

Варіант	Розрахункове навантаження		Розміри підшви фундаменту, м	Глибина закладання фундаменту і підвалу ( $d/d_b$ ), м	Відмітка планування	Розміри котлована, м	Варіант ґрунтових умов	ТИП СПОРУДИ
	експлуатаційне, кН	граничне, кН						
17	1960	2460	2,4×3,9	2,1/0,7	-2,00	14,0×34,0	8	Цивільна з повним каркасом (ЗБ)
18	1380	1660	2,7×2,7	2,2/1,0	-1,70	18,0×90,0	9	-“-
19	1540	1850	2,7×3,0	1,8/-	-0,50	20,0×28,0	10	-“-
20	1690	2030	2,7×3,3	1,9/-	-0,60	15,0×48,0	11	-“-
21	1850	2220	2,7×3,6	2,0/0,6	-1,30	21,0×44,0	12	-“-
22	2000	2400	2,7×3,9	<u>2,2</u> -	0,00	6,0×96,0	13	Виробн. з повним каркасом (МК)
23	2150	2580	2,7×4,2	2,3/1,5	-1,30	7,0×98,0	14	-“-
24	1710	2050	3,0×3,0	1,7/-	0,00	24,0×77,0	15	-“-
25	1880	2260	3,0×3,3	1,8/-	0,00	5,0×62,0	16	-“-
26	2050	2460	3,0×3,6	1,9/0,7	-2,00	35,0×112	45	-“-
27	2220	2670	3,0×3,9	2,0/-	0,00	6,0×146	44	-“-
28	2390	2870	3,0×4,2	1,9/0,7	-1,90	20,0×36,0	42	Цивільна з повним каркасом (МК)
29	2560	3080	3,0×4,5	2,0/0,8	-2,00	20,0×20,0	41	-“-
30	2060	2480	3,3×3,3	2,8/-	0,00	22,0×40,0	40	-“-
31	2260	2710	3,3×3,6	1,9/-	0,00	17,0×31,0	39	-“-
32	2440	2920	3,3×3,9	<u>2,0</u> 0,8	-1,10	40,0×164	38	Виробн. з повним каркасом (ЗБ)
33	2630	3160	3,3×4,2	2,1/0,7	-1,50	7,0×74,0	37	-“-
34	2820	3380	3,3×4,5	2,2/0,7	-1,70	7,0×110	36	-“-
35	3000	3600	3,3×4,8	2,3/1,0	-1,70	26,0×146	43	-“-
36	620	715	b = 2,0	<u>3,0</u> 2,3	-0,40	14,0×70,0	26	Багатоповерхова безкаркасна (цегл. з армув.)
37	510	590	b = 1,6	3,2/2,4	-0,50	15,0×42,0	27	-“-
38	840	966	b = 2,4	2,5/1,9	-0,60	17,0×55,0	28	-“-
39	760	870	b = 2,8	<u>2,7</u> 2,0	-0,80	18,0×43,0	29	Багатоповерхова безкаркасна (великі блоки)
40	790	908	b = 3,2	3,0/2,2	-1,00	20,0×36,0	30	-“-
41	430	490	b = 1,4	2,6/2,0	-1,00	19,0×46,0	31	-“-
42	350	400	b = 1,2	2,5/1,9	-1,10	14,0×44,0	32	-“-

Продовження таблиці 2

Варіант	Розрахункове навантаження		Розміри подошви фундаменту, м	Глибина закладання фундаменту і підвалу (d/d <sub>b</sub> ), м	Відмітка планування	Розміри котлована, м	Варіант ґрунтових умов	ТИП СПОРУДИ
	експлуатаційне, кН	граничне, кН						
43	570	655	b =2,0	1,8 -	-0,50	12,0×39,0	33	Багатоповерхова безкаркасна (цегла)
44	660	759	b =2,4	2,4/1,8	-0,60	15,0×48,0	34	-“-
45	480	550	b =1,0	2,9/2,1	-0,90	16,0×80,0	35	-“-

**ПРИМІТКА.** У останньому стовпці таблиці прийняті такі скорочення:  
“ЗБ” – залізобетонний, “МК” – металевий.

- визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування;
- визначення розмірів подошви фундаменту мілкового закладання під колону або стіну;
- визначення несучої здатності забивної висячої палі.

Вказівки щодо виконання розрахунково-графічної частини у розділах 3 – 6.

### 3 ВКАЗІВКИ ДО АНАЛІЗУ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА

Вихідними даними для аналізу інженерно-геологічних (ґрунтових) умов будівельного майданчика є відомості про склад ґрунтової товщі з частковим визначенням фізико-механічних характеристик. Номер варіанта ґрунтових умов визначається за таблицею 2 відповідно до номера варіанта контрольної роботи. Склад ґрунтової товщі за номером варіанта ґрунтових умов визначається за таблицею, що додатково надається керівником.

Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика вміщує побудову геологічного розрізу та якісну характеристику ґрунтової товщі, вказівку про наявність ґрунтових вод і можливу зміну їх рівня, попередню оцінку придатності тих чи інших шарів ґрунту як природних основ.

Для кожного шару ґрунтової товщі мають місце такі відомості:

- найменування ґрунту, візуально визначене геологом;
- потужність шару;
- фізичні характеристики кожного шару ґрунту, що визначаються дослідним шляхом;

- для одного або двох шарів товщі характеристики міцності ( $c$  і  $\varphi$ ) та результати випробування штампом з метою визначення модуля деформації  $E$ ;

- відмітка рівня ґрунтових вод від поверхні ґрунту.

За даними інженерно-геологічних вишукувань визначають типи ґрунтів та їх якісні характеристики відповідно до [6, 8, 10].

Визначають кількісні характеристики ґрунтів та їх класифікаційні ознаки згідно з [6, 8, 10].

Для кожного з шарів ґрунту необхідно визначити фізичні характеристики, що визначаються за формулами на підставі дослідних (формули (1) –(4)) і за результатами – класифікаційні ознаки ґрунтів.

Глинисті ґрунти в залежності від числа пластичності  $I_p$ , яке являє собою різницю вагових вологостей на межі текучості,  $W_L$ , та межі пластичності,  $W_p$

$$I_p = W_L - W_p, \quad (1)$$

поділяють на глини ( $I_p > 0,17$ ), суглинки ( $0,07 < I_p \leq 0,17$ ) та супіски ( $0,01 \leq I_p \leq 0,07$ ).

В залежності від показника текучості, який являє собою відношення різниці вологостей в природних умовах  $W$  і на межі пластичності до числа пластичності

$$I_L = (W - W_p) / I_p \quad (2)$$

глинисті ґрунти відповідно до [6, 8, 10] одержують додаткову якісну характеристику стану за консистенцією.

Для кожного типу ґрунту (як глинистих, так і піщаних) визначають коефіцієнт пористості в природному стані

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + w) - 1, \quad (3)$$

де  $\gamma_s$ ,  $\gamma$  – питома вага відповідно частинок ґрунту та ґрунту у природному стані,  $\text{кН/м}^3$ ;

$W$ - природна вологість в частках одиниці.

Визначають ступінь вологості

$$s_r = \frac{w\gamma_s}{e\gamma_w}, \quad (4)$$

де  $\gamma_w$  – питома вага води ( $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ ).

За таблицями [8, 10] для піщаних ґрунтів в залежності від коефіцієнта пористості  $e$  визначають щільність складення, а в залежності від ступеня вологості  $S_r$  – стан за ступенем вологості.

Для ґрунтів, які випробовувались штампом, визначають модуль загальної деформації  $E$  на прямолінійному відрізку графіка деформування, МПа

$$E = \frac{pA}{Sd} (1 - \nu^2), \quad (5)$$

де  $p$  – тиск на основу, МПа;

$A = 0,5 \text{ м}^2$  – площа стандартного штампа;

$S$  - осідання штампа, м;

$d$  – діаметр штампа, м ( $d = 1,13 \sqrt{A}$ );

$\nu$  - коефіцієнт Пуассона.

Для тих ґрунтів, механічні характеристики яких не наведені в завданні, нормативні значення питомого зчеплення  $C$ , кута внутрішнього тертя  $\phi$  та модуля деформації  $E$  визначають за таблицями [6, 8] в залежності від коефіцієнта пористості  $e$  та показника текучості  $I_L$  (для глинистих ґрунтів).

Для розрахунку попередніх розмірів фундаментів згідно з таблицями [6, 8] визначають умовний розрахунковий опір ґрунтів основи в залежності від типу ґрунту, показника текучості та ступеня вологості.

Усі дані про фізико-механічні властивості ґрунтів зводять в таблицю 3, де в першій графі вказують вид ґрунту з його якісною характеристикою. Наприклад, пісок пилюватий, середньої щільності, вологий, або суглинок легкий, м'якопластичний.

Таблиця 3 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Вид ґрунту і його класифікаційні ознаки	$\gamma_p$ , кН/ м <sup>3</sup>	$\gamma_s$ , кН/ м <sup>3</sup>	W	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	I <sub>p</sub>	I <sub>L</sub>	e	S <sub>r</sub>	C <sub>п</sub> , кПа	$\phi$ , град	E, МПа	R <sub>о</sub> , кПа

#### 4 ВКАЗІВКИ З РОЗРАХУНКУ ОСІДАННЯ ФУНДАМЕНТУ МЕТОДОМ ПОШАРОВОГО ПІДСУМОВУВАННЯ

Осідання розраховують цим методом в такій послідовності.

1. Товщу ґрунтового масиву, починаючи від підшви фундаменту, розбивають на шари товщиною не більше  $0,2b$  ( $b$  – ширина фундаменту). При цьому межа між шарами з різними модулями деформації повинна бути і межею між шарами методу. Початково ґрунтову товщу під фундаментом розбивають на шари до глибини  $\approx 2b$ .

2. Визначають середній тиск під підшвою фундаменту  $p$  за формулою

$$P_{сер} = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} d, \quad (6)$$

де  $N_e$  – розрахункове експлуатаційне значення навантаження на фундамент (в рівні поверхні планування), кН;

$A$  – площа підшви фундаменту, м<sup>2</sup>;

$\gamma_{mt}$  – усереднене значення питомої ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах, приймається  $\gamma_{mt} = 20$  кН/м<sup>3</sup>;

$d$  – глибина закладання фундаменту, м.

3. Визначають вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту  $\sigma_{zg,0'}$  до початку будівництва

$$\sigma_{zg,0'} = \gamma' d_n,$$

де  $\gamma'$  – усереднене значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище підшви фундаменту;

$d_n$  – глибина закладання фундаменту від рівня природного рельєфу (для виконання завдання приймаємо  $d_n = d$ ).

Усереднення характеристик ґрунту при багат шаровій основі, яка складається із шарів товщиною  $h_1, h_2, \dots$ , здійснюється за формулою

$$\gamma' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_n h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}, \quad (7)$$

де  $h_1 + h_2 + \dots + h_n = d_n$ .

4. Будують епюру вертикальних напружень за глибиною  $\sigma_{zp,i}$ , яка має вигляд, показаний на рис. 1. Ординати епюри визначаються по межах шарів ґрунту, на які розбита стислива товща, за формулою

$$\sigma_{z,pi} = \alpha p, \quad (8)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який приймається за [6, 8] у залежності від коефіцієнтів  $\xi = 2Z_i/b$ ;  $\eta = l/b$ ;

$Z_i$  – глибина розташування точки, в якій визначається  $\sigma_{zp,i}$ , від підшви фундаменту.

5. Будують епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту по глибині основи  $\sigma_{zg,i}$  після зведення будівлі (див. рис. 1).

Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на межі шару, розташованого на глибині  $Z$  від підшви фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{zgi} = \gamma_{II}' d + \sum_{j=1}^m \gamma_{IIj} h_j, \quad (9)$$

де  $\gamma_i$  та  $h_i$  – відповідно питома вага та товщина шарів ґрунту, які лежать у межах глибини  $Z$  (у межах цієї глибини кількість шарів дорівнює  $m$ ).

Питома вага ґрунтів, розташованих нижче рівня підземних вод, але вище водоупору, повинна прийматись з урахуванням виважувальної дії води (за винятком глин). Питома вага ґрунту з урахуванням виважувальної дії води визначається за формулою

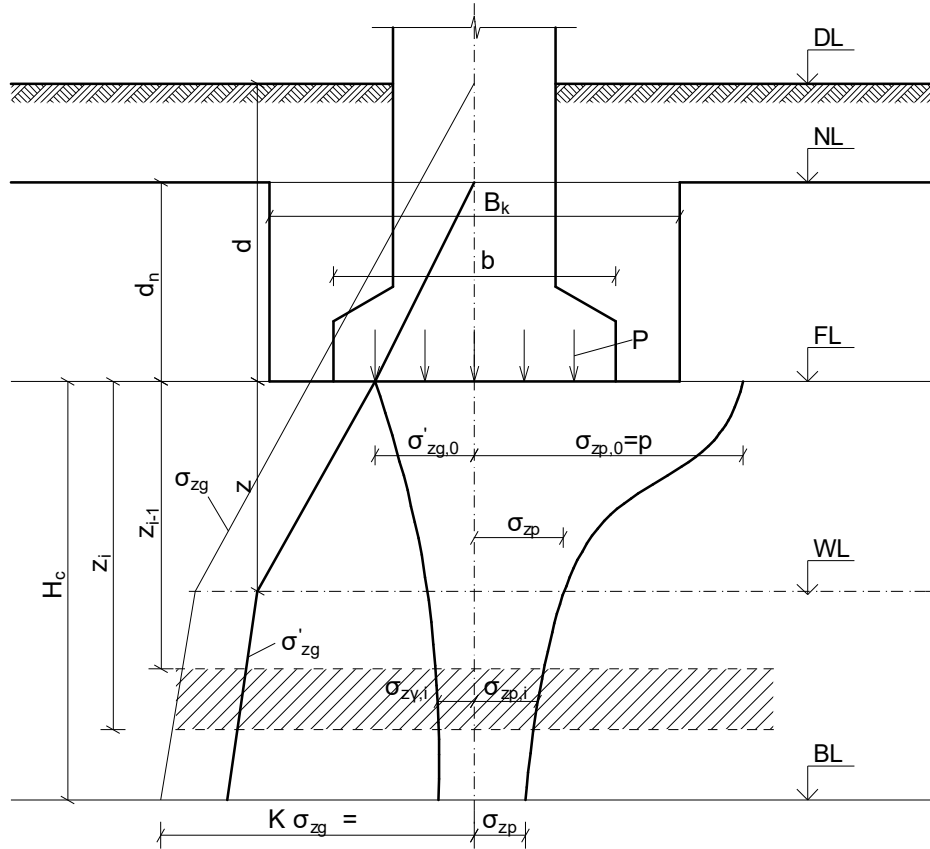


Рисунок 1 – Епюри напружень під підшовою фундаменту за методом пошарового підсумовування

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (10)$$

де  $\gamma_w$  – питома вага води ( $10 \text{ кН/м}^3$ ).

При визначенні  $\sigma_{zg}$  у водоупорному шарі належить врахувати тиск стовпа води, розташованого вище даної глибини.

6. Будують епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, знятого в котловані до рівня підшови фундаменту,  $\sigma_{z\gamma,i}$  по глибині основи (див. рис. 1). Вертикальне напруження  $\sigma_{z\gamma,i}$  на межі шару, розташованого на глибині  $Z$  від підшови фундаменту, визначається за формулою

$$\sigma_{z\gamma,i} = \alpha_k \sigma_{zg,0}', \quad (11)$$

де  $\alpha_k$  – коефіцієнт затухання напружень з глибиною, який приймається за [6] у залежності від коефіцієнтів  $\xi = 2Z_i/b_k$ ;  $\eta = l_k/b_k$ ;

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

7. Визначають положення межі стисливої товщі основи. Вона приймається на глибині  $Z_i = H_c$ , де виконується умова

$$\sigma_{zp,i} \leq k \sigma_{zg}, \quad (12)$$

де а)  $k = 0,2$  при  $b \leq 5$  м;

б)  $k = 0,5$  при  $b > 20$  м;

в) при  $5 < b \leq 20$  м  $k$  визначають інтерполяцією.

Побудова епюр  $\sigma_{zp}$ ,  $\sigma_{zg}$  та  $\sigma_{zy}$  обмежується цією глибиною.

Якщо в межах глибини  $H_c$ , знайденої за вказаними вище умовами, залягає шар ґрунту з модулем деформації  $E > 100$  МПа, стисливу товщу допускається приймати до покрівлі цього ґрунту.

Якщо знайдена за умови (12) межа стисливої товщі знаходиться в шарі ґрунту з модулем деформації  $E < 5$  МПа, нижня межа цієї товщі визначається згідно з умовою  $\sigma_{zp} \leq 0,1 \sigma_{zg}$ .

8. Визначають осідання кожного із шарів, на які розбита товща ґрунтового масиву в межах глибини  $H_c$ . Осідання  $i$ -того шару

$$S_i = \beta \frac{(\sigma_{zp,i,сеп.} - \sigma_{zy,i,сеп.})h_i}{E_i} + \beta \frac{\sigma_{zy,i,сеп.}h_i}{E_{e,i}}, \quad (13)$$

де  $\beta$  – безрозмірний коефіцієнт, який дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i,сеп.}$  – середнє значення вертикального напруження від зовнішнього навантаження в  $i$ -тому шарі ґрунту, яке дорівнює півсумі вказаних напружень на верхній  $Z_{i-1}$  та нижній  $Z_i$  межах шару

$$\sigma_{zp,i,сеп.} = \frac{\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zp,i}}{2}; \quad (14)$$

$h_i$  – товщина  $i$ -того шару ґрунту;

$E_i$  – модуль деформації цього шару за гілкою первинного навантаження;

$\sigma_{zy,i,сеп.}$  – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, в  $i$ -тому шарі ґрунту, яке дорівнює півсумі вказаних напружень на верхній  $Z_{i-1}$  та нижній  $Z_i$  межах шару

$$\sigma_{zy,i,сеп.} = \frac{\sigma_{zy,i-1} + \sigma_{zy,i}}{2}; \quad (15)$$

$E_{e,i}$  – модуль деформації  $i$ -го шару ґрунту за гілкою вторинного навантаження (модуль пружності).

$E_i$  та  $E_{e,i}$  визначаються в межах діючих навантажень від власної ваги ґрунту і будівлі. При відсутності даних випробувань модуль деформації  $E_{e,i}$  для споруд рівнів відповідальності СС1, СС2 допускається приймати  $E_{e,i} = 5 E_i$ .

9. Визначають повне осідання основи додаванням осідань окремих шарів

$$S = \sum_{i=1}^n S_i, \quad (16)$$

де  $n$  – кількість шарів, на які розбита стислива товща основи (в межах  $H_c$ ).

10. При розрахунках осідань фундаментів, що зводять у котлованах глибиною менше ніж 5 м, допускається у формулі (16) не враховувати другу складову.

11. Одержане значення розрахункового осідання основи порівнюють з гранично допустимим значенням осідання  $S_u$ , яке визначається за [6].

Якщо гранична нерівність  $S \leq S_u$  виконується, то розрахунок можемо вважати закінченим, у іншому випадку необхідно збільшити розміри підшви фундаменту та повторити розрахунок осідання.

## 5 ВКАЗІВКИ З ВИЗНАЧЕННЯ РОЗМІРІВ ПІДОШВИ ФУНДАМЕНТУ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ

Дане завдання являє собою розрахунок фундаменту мілкового закладання з ґрунтом і складається з визначення глибини закладання і розмірів підшви в плані, виходячи із заданих навантажень і ґрунтових умов. Після цього здійснюється конструювання фундаменту.

Вихідні дані приймаються за табл. 4, варіант ґрунтових умов відповідно до завдання із визначення осідання методом пошарового підсумовування.

Таблиця 4 - Вихідні дані для розрахунку фундаменту мілкового закладання і фундаменту з паль

Варіант завд.	Розрахункові експлуатаційні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	$N_e$ , кН	$M_{e,x}$ , кНм	$M_{e,y}$ , кНм			
1	1200	50	-	0,000	1,7	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
2	1900	75	-	-0,500	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
3	2200	80	-	0,000	-	0,4×0,6 (МК)
4	1700	50	35	-1,000	-	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
5	1500	60	-	-1,200	2,4	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
6	2000	60	-	-0,700	2,4	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
7	2200	80	40	-0,600	-	0,6×0,6 (ЗБК збір.)
8	2400	100	-	0,000	-	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
9	2600	100	50	0,000	1,8	0,6×0,6 (МК)
10	3000	100	-	0,000	1,8	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
11	75	-	50	0,000	-	b = 0,51*
12	1500	60	-	-1,000	-	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
13	1600	-	-	-1,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК мон.)
14	1700	80	-	-1,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
15	70	-	15	-1,000	-	b = 0,51*
16	2500	100	50	-1,000	3,2	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
17	2700	-	-	-0,500	3,2	0,6×0,8 (МК)
18	2900	120	-	-0,500	-	0,6×0,8 (ЗБК мон.)
19	70	-	40	-0,500	-	b = 0,51*
20	500	50	-	-0,400	-	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
21	600	60	-	-0,500	1,8	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
22	700	70	-	-0,700	1,8	0,4×0,4 (МК)
23	70	-	50	-0,800	-	b = 0,51*



Продовження таблиці 4

Варіант завд.	Розрахункові експлуатаційні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	$N_e$ , кН	$M_{e,x}$ , кНм	$M_{e,y}$ , кНм			
24	1800	70	35	0,000	-	0,4×0,6 (ЗБК мон.)
25	2000	90	50	0,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
26	70	-	60	0,000	2,4	b =0,51*
27	1000	50	-	-0,500	2,4	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
28	8000	50	-	-1,000	-	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
29	400	-	-	-1,500	-	b =0,51*
30	2400	80	-	0,000	-	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
31	2600	90	50	-0,500	2,4	0,6×0,6 (ЗБК збір.)
32	2800	100	-	0,000	2,4	0,6×0,6 (ЗБК мон.)
33	205	-	83	-1,200	3,0	b =0,38*
34	310	-	95	-0,800	2,7	b =0,38*
35	427	-	103	-0,600	3,0	b =0,51*
36	585	-	110	-1,400	3,3	b =0,38*
37	607	-	75	-0,700	3,1	b =0,38*
38	730	-	96	-0,800	3,2	b =0,51*
39	852	-	120	-0,900	3,0	b =0,51*
40	2380	350	102	0,000	-	0,6×1,0 (МК)
41	1870	406	80	0,000	-	0,4×0,8 (МК)
42	2550	480	110	-0,500	-	0,6×1,2 (МК)
43	2930	500	90	0,000	-	0,6×1,0 (МК)
44	3110	510	130	0,000	-	0,6×1,2 (МК)
45	3380	450	120	-0,600	2,7	0,6×0,6 (МК)

ПРИМІТКИ:

1. \* - будівля з несучими стінами з цегли;
2. – ЗБК збір. - колони з збірного залізобетону;
3. – ЗБК мон. - колони з монолітного залізобетону;
4. – МК - колони металеві.

Розрахунок виконується в такій послідовності:

1.Визначення глибини закладання фундаменту. Глибина закладання фундаменту залежить від інженерно-геологічних умов будівельного майданчику, конструктивних особливостей будівлі, що проектується, рівня підземних вод, кліматичних умов району будівництва, величини навантажень, які діють на фундамент.

По даному пункті потрібно визначити глибину закладання виходячи з усіх потрібних міркувань і обґрунтувати вибір остаточного рішення.

При виконанні завдання приймати стик збірних залізобетонних колон з фундаментом стаканного типу, монолітних залізобетонних колон – за допомогою випусків арматури, металевих колон – за допомогою анкерних болтів довжиною не менше 1,0 м.

Обріз фундаменту під збірну і монолітну залізобетонну колону при відсутності підвалу приймається на відмітці  $-0,150$  від підлоги першого

поверху, під металеву колону – на відмітці –1,000. При наявності підвалу відмітка обрізу визначається товщиною конструкції підлоги підвалу, а для металевих колон – висотою бази.

Фундаменти повинні заглиблюватись нижче підлоги підвалу не менше ніж на 0,5 м для стрічкових і не менше ніж на 0,75 м для стовпчастих.

Рослинний шар ґрунту є дуже стисливим і його слід проходити фундаментами. Фундамент рекомендується заглиблювати в несучий шар не менше ніж на 0,3÷0,5 м. Не рекомендується використовувати як несучий шар такі ґрунти як крихкотілі піски, глинисті ґрунти текучої консистенції (в тому числі мули), заторфовані, насипні тощо.

Недоцільно залишати під подошвою фундаменту слабкий шар ґрунту малої товщини (1÷2 м), якщо стисливість цього шару значно більша стисливості підстильного шару.

Для запобігання ускладненню виконання робіт відмітку подошви фундаменту рекомендується вибирати так, щоб вона була вище рівня ґрунтових вод.

Глибина сезонного промерзання ураховується при призначенні глибини закладання фундаментів, коли є можливість здимання ґрунту при промерзанні. В цьому випадку глибина закладання фундаменту  $d$  призначається не менше розрахункової глибини промерзання  $d_f$ , яка визначається за формулою [6]

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (17)$$

де  $k_h$  - коефіцієнт, який ураховує вплив теплового режиму споруди, приймається за [6];

$d_{fn}$  – нормативне значення глибини сезонного промерзання, яке визначається за формулою [6] в залежності від виду ґрунту та кліматичних умов будівельного майданчика.

В графічній частині завдання викреслюється положення фундаменту в ґрунті з дотриманням масштабу і проставленими відмітками: поверхні планування, підлоги першого поверху, підлоги підвалу (при наявності), обрізу фундаменту, подошви фундаменту, меж між шарами ґрунту, рівня підземних вод.

2. Визначають розміри подошви фундаменту в першому наближенні.

$$A_1 = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} d}, \quad (18)$$

де  $R_0$  – умовний розрахунковий опір ґрунту основи для шару, на який спирається подошва фундаменту, що визначається за [6, 8] в залежності від виду ґрунту під фундаментом та його фізичних характеристик;

$\gamma_{mt}$  – осереднене значення питомої ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах, приймається рівним 20 кН/м<sup>3</sup>;

$d$  – загальна глибина закладання фундаменту.

Фундаменти під колони приймають квадратними або прямокутними з співвідношенням сторін від 1,0 до 1,6 в залежності від співвідношення

розмірів поперечного перерізу колони і ексцентриситету прикладеного навантаження.

Стрічкові фундаменти розраховують як стовпчасті з довжиною  $L = 1,0$  м уздовж стрічки і шириною  $b$ , що потрібна за розрахунком.

Розміри підосви у першому наближенні визначають за формулами:

а) для квадратного фундаменту  $b_1 = l_1 = \sqrt{A}$  ;

б) для стрічкового фундаменту  $b_1 = A$ ;  $l_1 = 1$  м,

в) для прямокутного  $b_1 = \sqrt{A_1/k}$  ;  $l_1 = kb_1$  де  $k = l/b$  (задає

проектувальник з врахуванням форми поперечного перерізу колони і величини ексцентриситету прикладеного навантаження, але не більше 1,6).

3. Розміри підосви фундаменту визначають методом послідовних наближень (ітерацій), оскільки на початку розрахунку невідомими є і розрахунковий опір ґрунту основи,  $R$ , що залежить від ширини фундаменту, і тиск по підосві, що також залежить від її розмірів.

Для призначених у першому наближенні розмірів підосви фундаменту ( $b$  і  $l$ ) перевіряють виконання граничних нерівностей типу  $p \leq R$  (для позacentрово навантажених фундаментів з урахуванням крайових тисків [6, 8]).

Якщо одна чи декілька граничних нерівностей не виконуються, або усі вони виконуються з великим запасом (що призводить до неекономічного рішення), то визначають розмір площі підосви фундаменту у другому наближенні. Виконують це шляхом підстановки у формулу (18) замість  $R_0$  фактичного значення  $R$ .

Після цього виконують перевірку розмірів підосви фундаменту у другому наближенні.

Ітерації здійснюють до тих пір, поки усі необхідні граничні нерівності не будуть виконуватись, причому одна з них з мінімальним запасом (5-7%).

Розміри підосви стовпчастих фундаментів з метою уніфікації приймаються кратними 300 мм. Стрічкові фундаменти при ширині до 3,2 м приймаються у збірному варіанті згідно до каталогу на збірні залізобетонні фундаментні плити. При більшій ширині вони можуть прийматись у монолітному варіанті з шириною, кратною 100 мм.

При перевірці розміри підосви позacentрово навантаженого фундаменту повинні задовольняти такі граничні нерівності II групи:

$$\begin{aligned} p_{\text{сеп}} &\leq R; \\ p_{\text{max } x(y)} &\leq 1.2 R; \\ p_{\text{max, кут}} &\leq 1.5 R; \\ \frac{p_{\text{min}}}{p_{\text{max}}} &\geq 0.25 [\geq 0], \end{aligned} \tag{19}$$

де  $p_{max}$ ,  $p_{min}$  – відповідно максимальний і мінімальний тиск під подошвою фундаменту (крайовий тиск), який визначається за однією із формул

$$p_{\substack{\text{max},x \\ \text{min},x}} = \frac{N_e}{A} \pm \frac{M_{e,x}}{W_x} + \gamma_{mt} d;$$

$$p_{\substack{\text{max},y \\ \text{min},y}} = \frac{N_e}{A} \pm \frac{M_{e,y}}{W_y} + \gamma_{mt} d; \quad (20)$$

де  $M_{e,x}$ ,  $M_{e,y}$  – розрахункове експлуатаційне значення згинального моменту, який діє відповідно відносно осей X та Y подошви;

$W_x$ ,  $W_y$  – моменти опору подошви фундаменту відносно осей відповідно X та Y. Для прямокутної форми подошви  $W_x = bl^2/6$ ;  $W_y = b^2l/6$ ;

$l$ ,  $b$  – довжина і ширина подошви фундаменту;

$p_{max, кут}$  – максимальний тиск під кутом подошви фундаменту для випадку, коли фундамент навантажений згинальними моментами  $M_x$  та  $M_y$  одночасно:

$$p_{\text{max,кут}} = \frac{N_e}{A} + \frac{M_{e,x}}{W_x} + \frac{M_{e,y}}{W_y} + \gamma_{mt} d; \quad (21)$$

$p_{сep}$  – середній тиск під подошвою фундаменту

$$P_{сep} = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} d = \frac{P_{\text{max}} + P_{\text{min}}}{2}; \quad (22)$$

Розрахунковий опір ґрунту основи обчислюють за формулою [6, 8]

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[ M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c C_{II} \right], \quad (23)$$

де  $\gamma_{c1}$  та  $\gamma_{c2}$  - коефіцієнти умов роботи, які залежать відповідно від виду ґрунту під подошвою фундаменту та жорсткості споруди і визначаються за [6, 8];

$k$  – коефіцієнт надійності, який приймається рівним одиниці, якщо характеристики ґрунту під подошвою фундаменту визначені безпосереднім випробуванням, та 1,1, якщо характеристики ґрунту визначені за таблицями норм;

$M_{\gamma}$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  - безрозмірні коефіцієнти, які визначаються [6, 8] в залежності від значення кута внутрішнього тертя  $\phi_{II}$  ґрунту під подошвою фундаменту;

$k_z$  - коефіцієнт, який приймається при  $b < 10$  м  $k_z = 1$ , при  $b \geq 10$  м

$k_z = Z_0/b + 0,2$  (тут  $Z_0 = 8$  м,  $b$  – ширина подошви фундаменту), м;

$\gamma_{II}$  – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче подошви фундаментів,  $\text{кН/м}^3$ , при наявності підземних вод визначається з урахуванням виважувальної дії води;

$\gamma'_{II}$  – теж саме, які залягають вище подошви,  $\text{кН/м}^3$ ;

$c_{II}$  – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який залягає безпосередньо під подошвою фундаменту,  $\text{кПа}$ ;

$d_1$  – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування або зведена глибина закладання зовнішніх та внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу.

Дозволяється враховувати конструкцію підлоги підвалу

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf}, \quad (24)$$

де  $h_s$  – товщина шару ґрунту вище підосви фундаменту зі сторони підвалу, м;

$h_{cf}$  – товщина конструкції підлоги підвалу, м;

$\gamma_{cf}$  – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м<sup>3</sup>;

$d_b$  – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд з підвалом шириною  $B > 20$  м і глибиною більше 2 м  $d_b = 2$  м, при ширині підвалу  $B > 20$  м -  $d_b = 0$ ).

Усереднення характеристик ґрунту при багат шаровій основі, яка складається із шарів товщиною  $h_1, h_2, \dots$ , здійснюється за формулою (7).

При визначенні  $\gamma_{сер}$  нижче підосви фундаменту усереднення виконується на глибину не менше  $0,5b$ . Оскільки ширина фундаменту задалегідь невідома, то в завданні виконується усереднення в першому наближенні на глибину 2 м від підосви фундаменту.

Обмеження на мінімальний тиск під підосвою фундаменту приймається в залежності від характеру навантажень:

а) для фундаментів колон споруд з мостовими кранами вантажопідйомністю 750 кН (75 т) і більше, для фундаментів колон відкритих естакад з кранами вантажопідйомністю 150 кН (15 т) і більше, труб, домен та інших споруд баштового типу, а також фундаментів на слабких ґрунтах з  $R \leq 150$  кПа треба приймати тільки трапецієподібну епюру контактного тиску під підосвою, що задовольняє умову  $p_{min} / p_{max} \geq 0.25$ ;

б) для фундаментів колон з іншими крановими навантаженнями можна приймати трикутну епюру при повному контакті фундаменту з ґрунтом, тобто  $P_{min} \geq 0$ ;

в) в решті випадків допускається частковий відрив підосви фундаменту від ґрунту на величину не більше  $0,25l$ .

Для центрально навантажених і стрічкових фундаментів при перевірці розмірів підосви за формулами (19) виключають ті граничні нерівності, що стосуються неіснуючих зовнішніх навантажень.

## 6 ВКАЗІВКИ З ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАБИВНОЇ ВИСЯЧОЇ ПАЛІ

Вихідні дані по навантаженнях і типу конструкцій будівлі приймаються за табл. 4, а інженерно-геологічні умови як для фундаменту мілкого закладання.

Таким чином фундамент мілкого закладення і пальовий фундамент проектують під одну колону або стіну, що дозволяє порівняти два варіанти улаштування фундаментів у конкретно прийнятих ґрунтових умовах.

Завдання складається з визначення несучої здатності забивної висячої палі,  $F_d$ ; допустимого навантаження на палю,  $N$ , а також необхідної кількості палей у фундаменті.

Допустиме навантаження на палю,  $N$ , дорівнює

$$N < F_d / \gamma_k, \quad (25)$$

де  $N$  - розрахункове (допустиме) навантаження на палю;

$F_d$  - несуча здатність палі;

$\gamma_k$  - коефіцієнт надійності ( $\gamma_k = 1,4$ , якщо несуча здатність визначається розрахунком).

Кількість палей в куці, який сприймає вертикальне навантаження, визначається згідно з умовою

$$n \geq (1,1 \dots 1,2) N_m / N = N_d / N, \quad (26)$$

де  $N_m$  - розрахункове граничне навантаження на пальовий фундамент на рівні обрізу ростверка;

$N_d$  - розрахункове граничне навантаження на пальовий фундамент з урахуванням його власної ваги;

$N$  – розрахункове навантаження на палю за формулою (25).

Коефіцієнт 1,1...1,2 враховує власну вагу пального фундаменту та наявність згинальних моментів у навантаженні.

Кількість палей у куці заокруглюється до більшого цілого числа незалежно від величини дробової частини.

Кількість палей у стрічковому фундаменті визначається на 1 п. м і може бути дробовим числом.

Розрахунок виконується у такій послідовності:

### **1. Вибір глибини закладення ростверка.**

Глибину закладення ростверку вибирають виходячи з конструктивних особливостей будівлі і величини навантаження аналогічно глибині закладення фундаменту мілкого закладення.

При цьому ростверк може бути повністю розташований у слабкому шарі ґрунту і в межах глибини сезонного промерзання.

### **2. Вибір довжини і марки палей.**

Довжину палей приймають в залежності від інженерно-геологічних умов і величини навантаження, яке вони сприймають. Відповідно до [4, 6] заглиблення забивних палей у несучі великоуламкові ґрунти, гравіюваті, крупні та середньої крупності піски, пілуватоглинисті ґрунти з показником текучості  $I_L < 0,1$  повинно бути не менше 0,5 м, в інші нескельні ґрунти не менше 1 м. Нижній кінець бурової висячої палі повинен заходити у несучий шар ґрунту на глибину не менше ніж діаметр

палі (або діаметр розширення для паль з розширенням), але не менше ніж на 2 м.

Як несучий шар може використовуватись глинистий ґрунт з показником текучості  $I_L \leq 0,6$  (при наявності вибору бажано за несучий шар приймати ґрунт з  $I_L \leq 0,4$ ), а також піщані ґрунти щільні і середньої щільності (слід віддавати перевагу піскам крупним і середньої крупності).

Якщо за ґрунтовими умовами можливе використання паль різної довжини, то при великих навантаженнях слід віддавати перевагу довгим палям (їх кількість у фундаменті буде меншою).

Довжина палі визначається як різниця між відміткою нижнього кінця і відміткою підшви ростверка з урахуванням заведення палі у ростверк на 5 - 10 см при шарнірному з'єднанні з ростверком і на 30 - 40 см при жорсткому з'єднанні [1, 4, 6, 7]. При цьому враховують каталог типових збірних залізобетонних паль [4, 7]. Розміри поперечного перерізу палі приймають в залежності від її довжини. Для цивільного і промислового будівництва поперечний переріз палі приймають не більше  $0,35 \times 0,35$  м.

### 3.Визначення несучої здатності забивної висячої палі.

Несуча здатність забивної висячої палі згідно з [4, 6] складається з несучої здатності під нижнім кінцем і несучої здатності по боковій поверхні.

Несуча здатність висячої забивної призматичної палі визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (27)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті (приймається  $\gamma_c = 1$ );

$\gamma_{cr}$ ,  $\gamma_{cf}$  - коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем та по боковій поверхні палі [8, табл. Н.2.3];

$R$  - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі [6, табл. Н.2.1], кПа;

$A$  - площа спирання палі на ґрунт, м<sup>2</sup>;

$u$  - зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

$f_i$  - розрахунковий опір і-го шару ґрунту основи по боковій поверхні палі, що визначається за формулою (4.2), для попередніх розрахунків допускається  $f_i$  приймати за табл. Н.2.2 [8], кПа;

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

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1-v_i} \operatorname{tg} \varphi_{1,i} + c_{1,i}, \quad (28)$$

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

$v_i$  – коефіцієнт Пуасона ґрунту в середині і-го шару ґрунтової основи.

При визначенні  $R$  необхідно звернути увагу на вибір глибини занурення нижнього кінця, а при визначенні  $f_i$  - товщина шару ґрунту, що оточує палю,  $h_i$  не повинна перевищувати 2,0 м.

У графічній частині завдання викреслюється розташування палі у ґрунті з розбиванням її довжини на елементарні шари для визначення несучої спроможності з усіма необхідними розмірами і відмітками.

## 7 ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ

### 7.1 Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика (підготовка даних для розрахунку)

Вихідні дані

Найменування ґрунту	Потужність шару, м	$\gamma_{п}$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	W	W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub>	φ <sub>п</sub> , град.	C <sub>п</sub> , кПа	ν	p, кПа	s, м
Насипний шар (суглинистий)	0,5-1,2	16,4	26,0	0,20	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок буровато-жовтий	3,1-3,9	17,4	26,8	0,20	0,32	0,20	16	20	0,34	100	0,0030
										200	0,0072
										300	0,0111
										400	0,0212
Супісок з гніздами піску	0,8-1,3	17,9	26,7	0,13	0,20	0,14	-	-	0,31	-	-
Суглинок жовтий	1,0-1,6	17,9	26,8	0,17	0,28	0,18	-	-	0,35	-	-
Пісок пілуватий	Не обмеж.	18,5	26,4	0,21	-	-	-	-	0,28	-	-

Рівень ґрунтових вод – 7,0 м.

За даними інженерно-геологічних вишукувань встановлюємо типи ґрунтів та визначаємо їх характеристики.

Число пластичності для глинистих ґрунтів з уточненням їх виду:

$$I_{p2} = \omega_L - \omega_p = 0,32 - 0,20 = 0,12 \rightarrow \text{суглинок};$$

$$I_{p3} = \omega_L - \omega_p = 0,20 - 0,14 = 0,06 \rightarrow \text{супісок};$$

$$I_{p4} = 0,28 - 0,18 = 0,10 \rightarrow \text{суглинок}.$$

Показник текучості для глинистих ґрунтів з визначенням стану за консистенцією:

$$I_{L2} = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0,20 - 0,20}{0,12} = 0 \rightarrow \text{напівтвердий};$$

$$I_{L3} = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0,13 - 0,14}{0,06} < 0 \rightarrow \text{твердий};$$

$$I_{L4} = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0,17 - 0,18}{0,10} < 0 \rightarrow \text{твердий}.$$



Для кожного типу ґрунту визначаємо коефіцієнт пористості в природному стані і для піщаних ґрунтів визначаємо щільність складення:

$$e_2 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,8}{17,4} \cdot (1 + 0,20) - 1 = 0,85;$$

$$e_3 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,7}{17,9} \cdot (1 + 0,13) - 1 = 0,69;$$

$$e_4 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,8}{17,9} \cdot (1 + 0,17) - 1 = 0,75;$$

$$e_5 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{26,4}{18,5} \cdot (1 + 0,21) - 1 = 0,73 \rightarrow \text{середньої щільності.}$$

Для кожного типу ґрунту визначаємо ступінь вологості і для піщаних ґрунтів визначаємо ступінь заповнення пор водою:

$$S_{r2} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,20 \cdot 26,8}{0,85 \cdot 10} = 0,63; \quad S_{r3} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,13 \cdot 26,7}{0,69 \cdot 10} = 0,50;$$

$$S_{r4} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,17 \cdot 26,8}{0,75 \cdot 10} = 0,61; \quad S_{r4} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,21 \cdot 26,4}{0,73 \cdot 10} = 0,76 \rightarrow \text{вологий.}$$

Для суглинку буровато-жовтого, де є випробування штампом, визначаємо модуль деформації  $E$  на прямолінійній ділянці графіка деформування (рис. 2):

$$E = (1 - \nu^2) \cdot \frac{\Delta P \cdot A}{\Delta S \cdot d},$$

де  $P$  – питомий тиск на штамп, кПа;

$A$  – площа штампа,  $A = 0,5 \text{ м}^2$ ;

$d$  – діаметр штампа,  $d = 1,13 \sqrt{A} = 1,13 \cdot \sqrt{0,5} = 0,8 \text{ м}$ ;

$S$  – осідання штампа, м;

$\nu$  – коефіцієнт Пуассона.

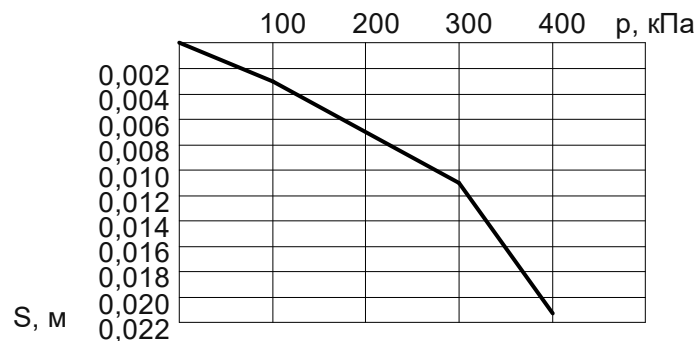


Рисунок 2 – Графік деформування ґрунту ІГЕ2

$$E = \frac{P \cdot A}{S \cdot d} (1 - \nu^2) = \frac{200 \cdot 0,5}{0,0072 \cdot 0,79} (1 - 0,34^2) = 15550 \text{ (кПа)}.$$

Інші характеристики  $c$ ,  $\varphi$  і  $E$  визначаємо за таблицями норм [6].

Для розрахунку попередніх розмірів фундаментів визначають розрахункові опори ґрунтів  $R_0$  за таблицями норм [6].

Всі результати зводимо до табл. 5. На рисунку 3 показаний інженерно-геологічний розріз будівельного майданчику.

Таблиця 5 - Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	$\gamma_{п}$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	W	W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>	I <sub>l</sub>	e	S <sub>r</sub>	C <sub>п</sub> , кПа	$\varphi$ , град.	$\nu$	E, МПа	R <sub>0</sub> , кПа
Насипний шар (суглинистий)	16,4	26,0	0,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок буровато-жовтий, напівтвердий	17,4	26,8	0,20	0,32	0,20	0,12	0	0,85	0,63	<b>20</b>	<b>16</b>	0,34	15,6	220
Супісок із гніздами піску, твердий	17,9	26,7	0,13	0,20	0,14	0,06	<0	0,69	0,50	14	26	0,31	15	250
Суглинок жовтий, твердий	17,9	26,8	0,17	0,28	0,18	0,10	<0	0,75	0,61	25	23	0,35	21	240
Пісок пилюватий, сер. щільн., вологий	18,5	26,4	0,21	-	-	-	-	0,73	0,76	2	26	0,28	12	150

Рівень ґрунтових вод – 7,0 м.

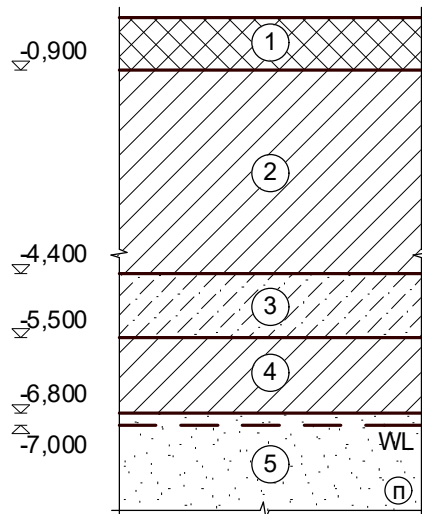


Рисунок 3 – Інженерно-геологічний розріз

## 7.2 Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

Вихідні дані

Варіант	Навантаження розрахункове		Розміри підошви фундаменту, м	Розміри котловану, м	Глибина закладання фундаменту і підвалу ( $d/d_b$ ), м	Відмітка планування	Варіант ґрунтових умов	ТИП СПОРУДИ
	експлуатаційне, кН	граничне, кН						
50	609,7	804,9	2,7x2,7	28x18	2,0 -	-1.300	48	Цивільна з повним з/б каркасом

На рис. 4 показано положення фундаменту у ґрунті та необхідні характеристики ґрунтів з вихідних даних.

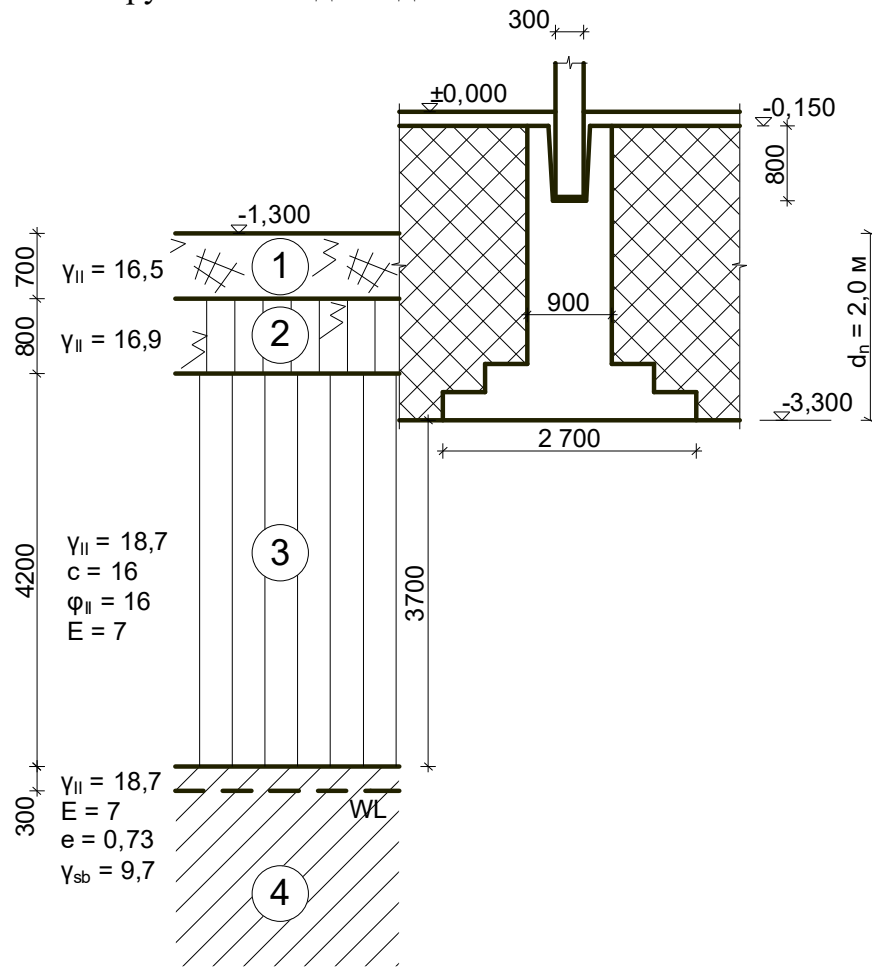


Рисунок 4 – Положення фундаменту у ґрунті

Тиск під подошвою фундаменту

$$p = \frac{N}{A} + \gamma_{mt}d = \frac{609,7}{2,7 \cdot 2,7} + 20 \times 3,3 = 150,0 \text{ (кПа)}.$$

Розрахунок осідання фундаменту ведемо з урахуванням характеристик ґрунтів в умовах повного водонасичення. Для розрахунку осідань, згідно з [6], вибираємо модель лінійно-деформованого півпростору і метод пошарового підсумовування.

Питома вага суглинку ПЕ4 нижче рівня підземних вод

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,8 - 10,0}{1 + 0,73} = 9,7 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

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

$$\sigma_{zg,0} = 16,5 \times 0,7 + 16,9 \times 0,8 + 18,7 \times 0,5 = 34,4 \text{ (кПа)}.$$

Розбиваємо ґрунтову товщу на шари по  $0,2b = 0,54$  (м).

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні подошви фундаменту при експлуатації

$$\sigma_{zg,0} = 18,0 \times 3,3 = 59,4 \text{ (кПа)}.$$

Співвідношення сторін котловану  $\eta = l_k/b_k = 28/18 = 1,56$ .

Межа стисливої товщі основи приймається на глибині  $Z_i = H_c$ , де виконується умова  $\sigma_{zp,i} \leq k \sigma_{zg}'$ ,

де  $k = 0,2$  при  $b < 5$  м.

Оскільки глибина котловану  $d = 2,0$  м  $< 5$  м, осідання фундаменту знаходимо за формулою

$$S_i = \beta \frac{(\sigma_{zp,i,сеп.} - \sigma_{zg,i,сеп.})h_i}{E_i}. \quad (29)$$

Далі розрахунок осідання ґрунту зводимо до таблиці 6.

На глибині  $z = 4,32$  м  $> b/2 = 1,35$  м від подошви фундаменту виконується умова межі товщі, що стискається,  $\sigma_{zp,i} = 24,05$  кПа  $< 0,2\sigma_{zg,i} = 0,2 \cdot 137,3 = 27,46$  (кПа).

У результаті розрахунків, наведених у таблиці 6, осідання фундаменту  $S = 2,24$  см. Епюри тиску від власної ваги ґрунту і тиску під подошвою фундаменту показані на рисунку 5.

Припустимо осідання для будинків із залізобетонним каркасом  $S_u = 10$  см. Умова  $S = 2,24$  см  $< S_u = 10$  см виконується.

Отже, розміри подошви фундаменту задовольняють усі граничні нерівності.

Таблиця 6 – Розрахунок осідання фундаменту під колону

$z_i$ ,	$\frac{2z}{b}$	$\alpha$	$\sigma_{zpi}$ , кПа	$\sigma_{zgi}$ , кПа	$\frac{2z}{b_k}$	$\alpha_k$	$\sigma_{zy,i}$ , кПа	$\sigma_{zp\text{-}cep}$ , кПа	$\sigma_{zy,i}^{cep}$ , кПа	$E_i$ , кПа	$h_i$ , м	$S_i$ , м
0	0	1	150	59,4	0	1	34,4					
0,54	0,4	0,96	144,0597	69,5	0,06	1	34,4	147	34,4	7000	0,54	0,006951
1,08	0,8	0,8	119,9582	79,6	0,12	0,999	34,37	132	34,38	7000	0,54	0,006025
1,62	1,2	0,606	90,96658	89,69	0,18	0,997	34,3	105,5	34,34	7000	0,54	0,004389
2,16	1,6	0,449	67,38636	99,79	0,24	0,994	34,18	79,18	34,24	7000	0,54	0,002773
2,7	2	0,336	50,41616	109,9	0,3	0,988	33,99	58,9	34,08	7000	0,54	0,001532
3,24	2,4	0,257	38,51904	120	0,36	0,98	33,71	44,47	33,85	7000	0,54	0,000655
<b>3,7</b>	<b>2,741</b>	<b>0,208</b>	<b>31,18514</b>	<b>128,6</b>	<b>0,411</b>	<b>0,971</b>	<b>33,41</b>	<b>34,85</b>	<b>33,56</b>	<b>7000</b>	<b>0,46</b>	<b>6,78E-05</b>
<b>4</b>	<b>2,963</b>	<b>0,183</b>	<b>27,40727</b>	<b>134,2</b>	<b>0,444</b>	<b>0,965</b>	<b>33,19</b>	<b>29,3</b>	<b>33,3</b>	<b>7000</b>	<b>0,3</b>	<b>0</b>
4,32	3,2	0,16	24,04862	137,3	0,48	0,957	32,92	25,73	33,05	7000	0,32	0

$\Sigma S_i = 0,02239$  м

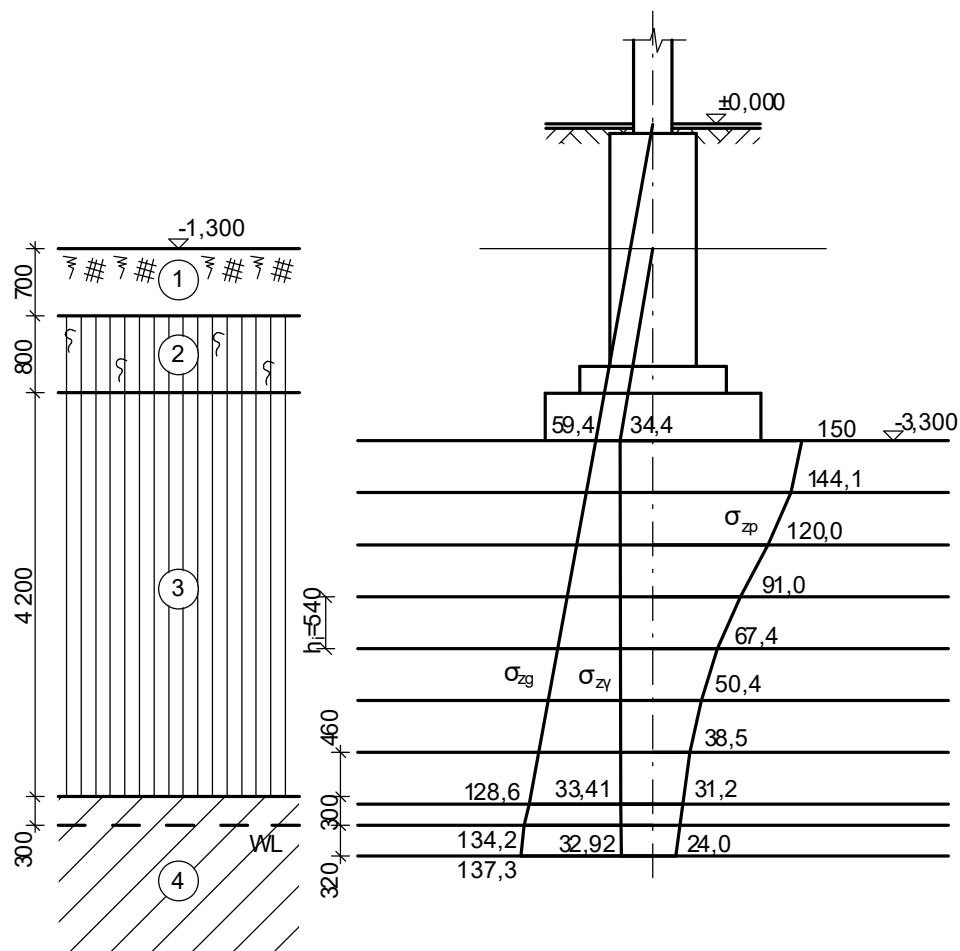


Рисунок 5 – Епюри тиску під підшовою фундаменту під колону

### 7.3 Визначення розмірів підшови фундаменту мілкового закладання

*Приклад 1.* Призначення глибини закладання фундаменту під збірну залізобетонну колону для будівлі з підвалом.

Вихідні дані

Варіант завд.	Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	$N_e$ , кН	$M_{ex}$ , кНм	$M_{ey}$ , кНм			
	1000	-	-	-1,2	2,40	0,4×0,4 (ЗБК збір.)

У даному варіанті головними фактором, що впливає на глибину закладання, є конструктивні міркування, зокрема наявність підвалу. Конструктивну висоту стовпчастого фундаменту зі стаканним стиком з колоною приймаємо не менше  $0,8+0,2 = 1,0$  м, що достатньо для

защемлення колони, а також з заглибленням фундаменту нижче підлоги підвалу не менше ніж на 750 мм. Приймаємо конструктивну висоту фундаменту кратною 300 мм – 3,0 м. Відмітка обрізу фундаменту -0,150. Положення фундаменту у ґрунті наведено на рисунку 6.

Навантаження на фундамент не дуже значне. Глибина промерзання для суглинку у м. Вінниця при підлозі по ґрунту складає

$$d_f = k_h d_{fn} = 0,9 \cdot d_0 \sqrt{M_t} = 0,9 \cdot 0,23 \cdot \sqrt{2,9 + 5,1 + 3,8} = 0,71 \text{ (м)}.$$

Виходячи з цього, прийнята глибина закладання 1,95 м достатня.

Занурення фундаменту у несучий шар складає 1,15 м, що достатньо.

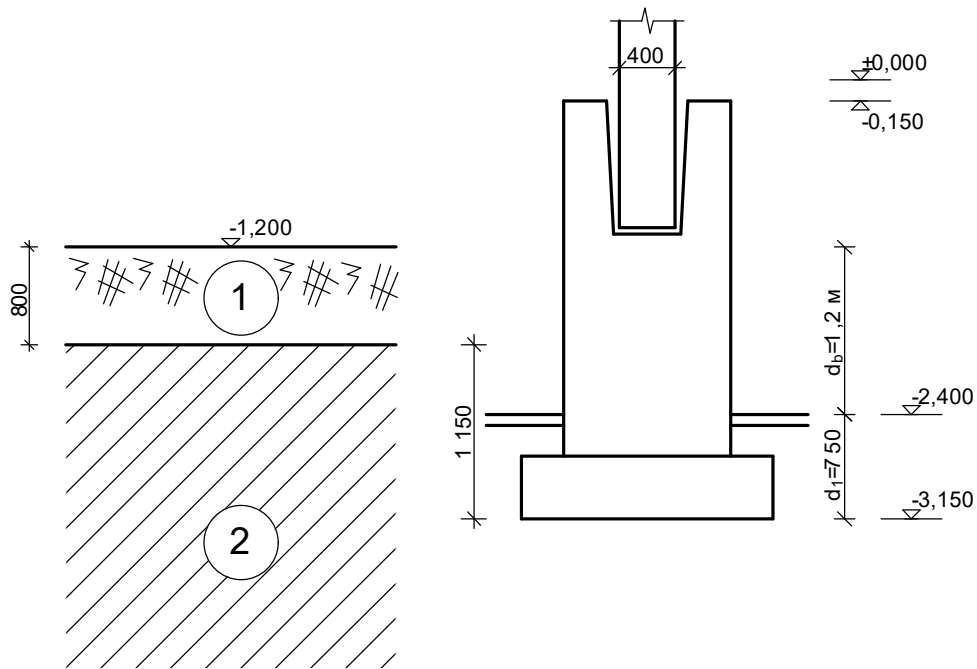


Рисунок 6 – Положення фундаменту мілкого закладання у ґрунті

*Приклад 2.* Призначення глибини закладання фундаменту під стіну будівлі з підвалом.

Вихідні дані

Варіант завд.	Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	$N_e$ , кН	$M_{ex}$ , кНм	$M_{ey}$ , кНм			
	272,5	-	-	-0,65	2,70	$b = 0,38^*$

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

Глибину закладання фундаменту призначаємо з таких міркувань.

1. Навантаження на фундамент  $N_e = 272,5$  кН, тому глибину закладання необхідно прийняти не менше 0,5 м нижче підлоги підвалу.

2. Конструктивно потрібно не менше 4 фундаментних блоків (висота блоків 600 мм), рішення фундаменту показане на рисунку 7.

3. Прийнята глибина закладання перевищує глибину промерзання на території, яка складає 1,0 м.

4. Занурення підшви фундаменту у несучий шар складає  $3,2 - 0,65 = 2,55$  м, що достатньо.

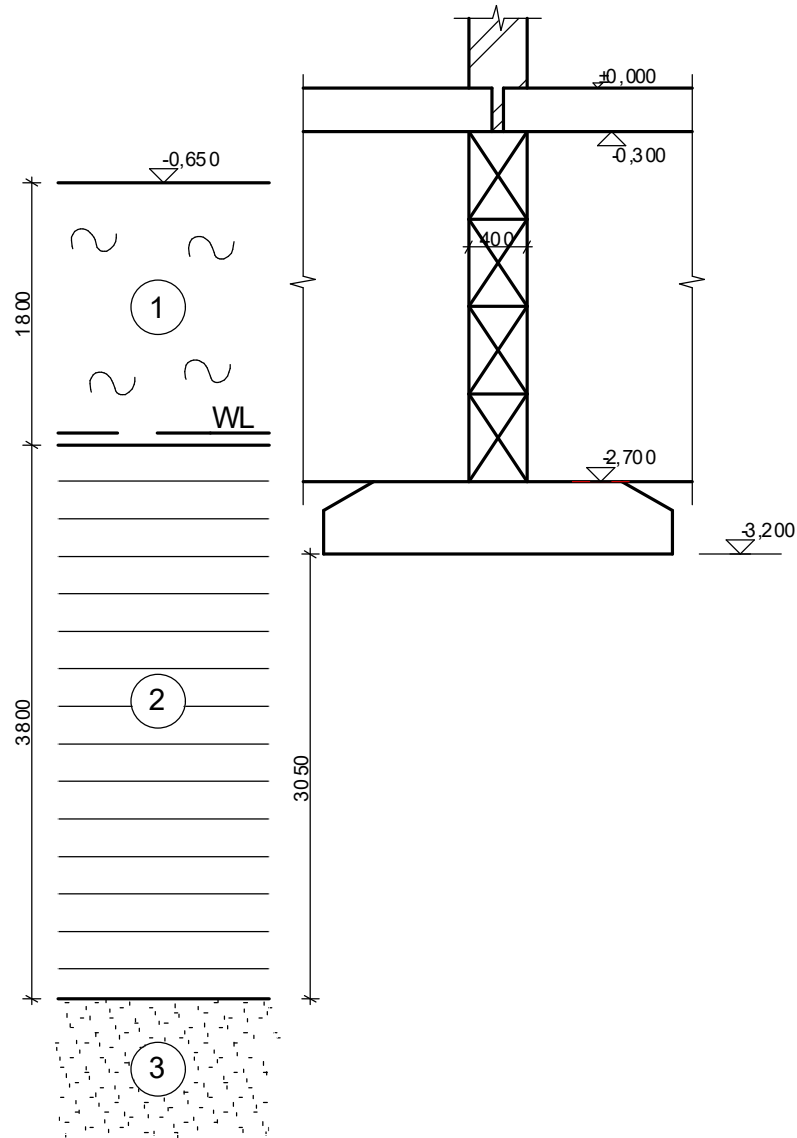


Рисунок 7 – Положення фундаменту мілкового закладання у ґрунті

*Приклад 3.* Призначення глибини закладання фундаменту під збірну залізобетонну колону для будівлі без підвалу.



## Вихідні дані

Варіант завд.	Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	$N_e$ , кН	$M_{ex}$ , кНм	$M_{ey}$ , кНм			
	357,3	-	-	-1,9	-	0,4×0,4 (ЗБК збір.)

Глибину закладання фундаменту призначаємо з таких міркувань.

1. Навантаження на фундамент  $N_e = 357,3$  кН, тому глибину закладання необхідно прийняти не менше 0,75 м.

2. Конструктивне рішення фундаменту показане на рисунку 8. Оскільки колона збірна залізобетонна, то фундаменти проектуємо з монолітного залізобетону зі стаканним стиком із колоною. Глибина стакана, виходячи з відмітки низу колони  $-1,000$  і відмітки обрізу фундаменту  $-0,150$ , повинна бути прийнята 900 мм. Мінімальна товщина дна стакана для фундаментів мілкового закладання 200 мм. Отже, мінімальна конструктивна висота фундаменту  $H = 900 + 200 = 1100$  мм.

3. Враховуючи, що відмітка планування території складає  $-1,900$ , відмітка підшови фундаменту для забезпечення стику з колонною, занурення підшови фундаменту у несучий шар не менше, ніж на 0,5 м і достатнього защемлення фундаменту у ґрунті повинна бути не вище  $-3,300$  м (див. рисунок 8).

4. Глибина закладання фундаменту ( $3,3 - 1,9 = 1,4$  м) при цьому перевищує глибину сезонного промерзання для м. Вінниці при відсутності опалення (0,87 м).

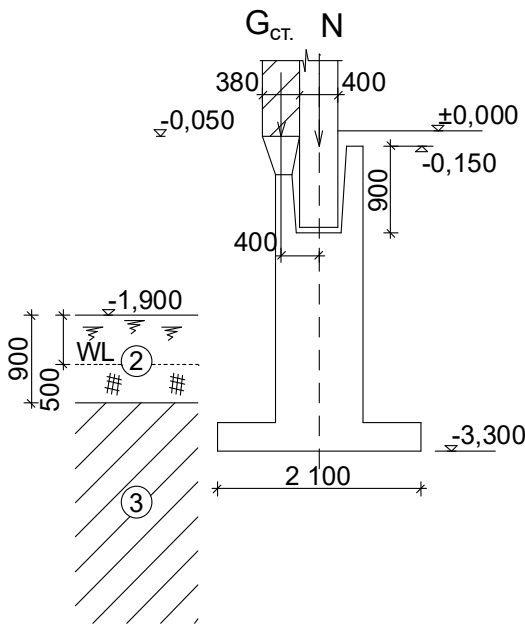


Рисунок 8 – Положення фундаменту мілкового закладання у ґрунті

*Приклад 4.* Призначення глибини закладання фундаменту під монолітну залізобетонну колону для будівлі без підвалу.

Вихідні дані

Варіант завд.	Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	$N_e$ , кН	$M_{ex}$ , кНм	$M_{ey}$ , кНм			
	550,0	50,0	-	-0,050	-	0,4×0,4 (ЗБК мон.)

1. Фундамент мілкого закладання на природній основі обпирається на ґрунт ІГЕ 2 – суглинок напівтвердий. Занурення фундаменту у ґрунт приймаємо  $d = 0,7 + 0,5 = 1,2$  м, виходячи з величини навантаження і заглиблення фундаменту у несучий шар на величину 0,5 м. Положення фундаменту у ґрунті показано на рисунку 9.

2. Конструктивна висота фундаменту при цьому  $1,25 - 0,05 = 1,2$  м достатня для анкерування арматури колони.

3. Глибина закладання фундаменту  $d = 1,2$  м перевищує глибину сезонного промерзання для даної місцевості.

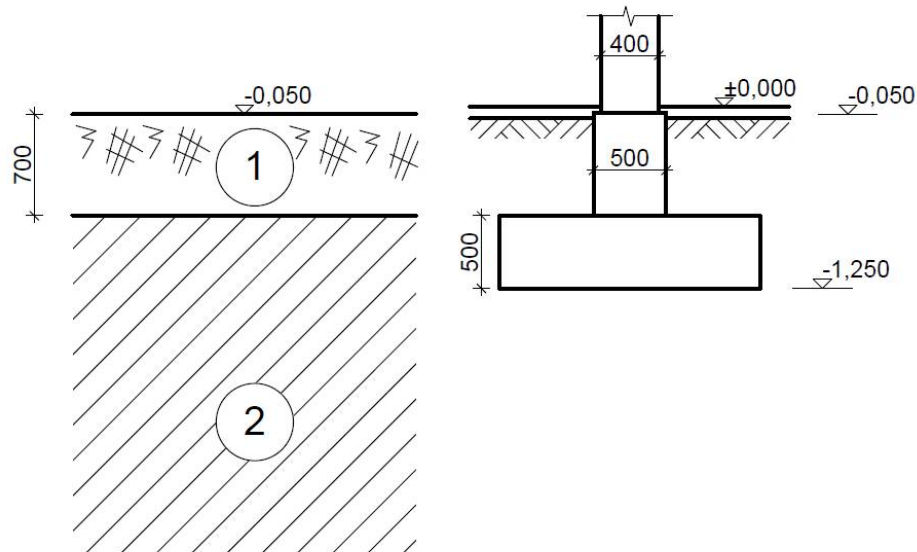


Рисунок 9 – Положення фундаменту мілкого закладання у ґрунті

*Приклад 5.* Призначення глибини закладання фундаменту під металеву колону для будівлі без підвалу.

## Вихідні дані

Варіант завд.	Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	$N_e$ , кН	$M_{ex}$ , кНм	$M_{ey}$ , кНм			
	4320	150,0	-	-0,450	-	0,6×1,0 (МК)

1. Оскільки навантаження значне, то призначаємо глибину закладання в залежності від навантаження не менше  $d = 3$  м.

2. Оскільки колона металева, обріз фундаменту розташовуємо на відмітці -1,000 м.

3. Із забезпечення висоти фундаменту, кратної 150 мм, приймаємо відмітку підшови -3,550 м (рис. 10).

4. Занурення в несучий шар  $3,55 - 0,45 - 0,8 = 2,3$  м достатнє.

5. Глибина закладання фундаменту  $d = 3,1$  м перевищує глибину сезонного промерзання для даної місцевості.

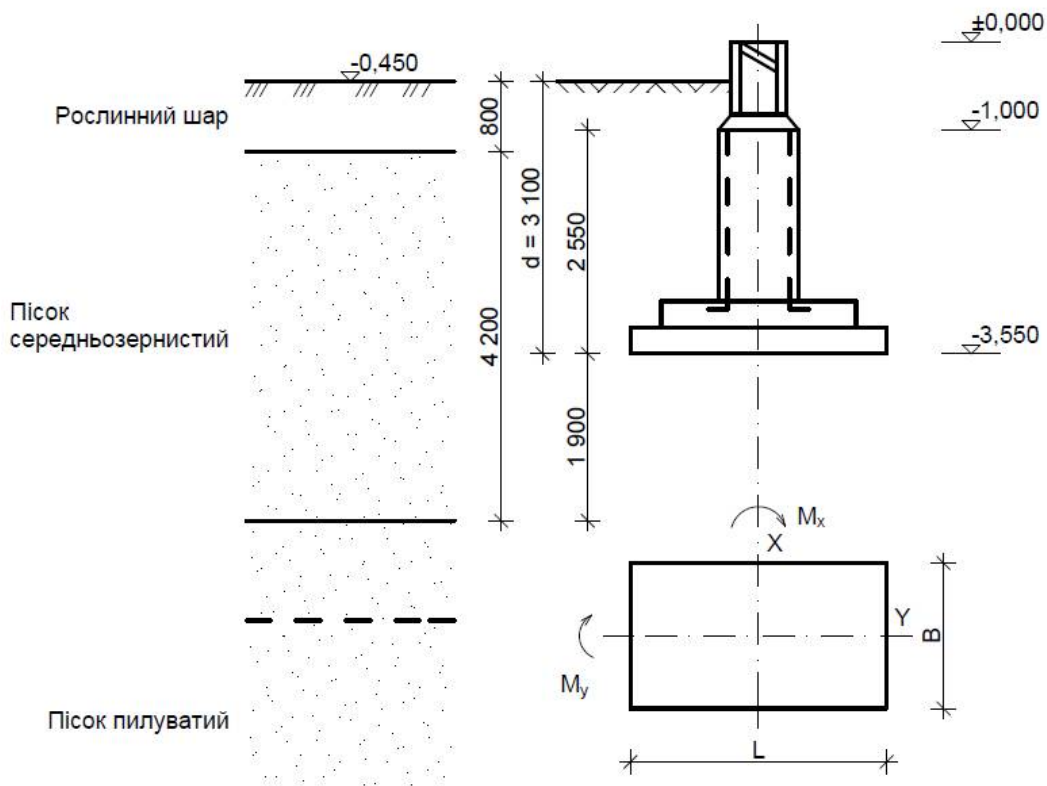


Рисунок 10 – Схема розташування фундаменту в ґрунті і навантажень, діючих по обрізу фундаменту

*Приклад 6.* Визначення розмірів підшови окремого центрально завантаженого фундаменту.

## Вихідні дані

Варіант завд.	Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	$N_e$ , кН	$M_{ex}$ , кНм	$M_{ey}$ , кНм			
	700	-	-	-0,000	2,0	0,6×1,0 (МК)

Будинок житловий, має підвал глибиною  $d_b = 2,0$  м, шириною  $b < 20$  м, глибина закладання фундаменту нижче підлоги підвалу  $d_1 = 0,75$  м (див. рис. 11). Інженерно-геологічні умови майданчика забудови подані такими нашаруваннями (рис. 11).

1. Насипний ґрунт товщиною 0,7 м (товщина враховується від поверхні планування) з питомою вагою  $\gamma_{II} = 18$  кН/м<sup>3</sup>.

2. Суглинок товщиною 2,5 м ( $\gamma_{II} = 19$  кН/м<sup>3</sup>;  $e = 0,75$ ;  $I_L = 0,63$ ;  $\varphi_{II} = 20^\circ$ ;  $c_{II} = 21$  кПа).

3. Глина товщиною 7,2 м ( $\gamma_{II} = 20$  кН/м<sup>3</sup>;  $e = 0,95$ ;  $I_L = 0,45$ ;  $\varphi_{II} = 13^\circ$ ;  $c_{II} = 33$  кПа).

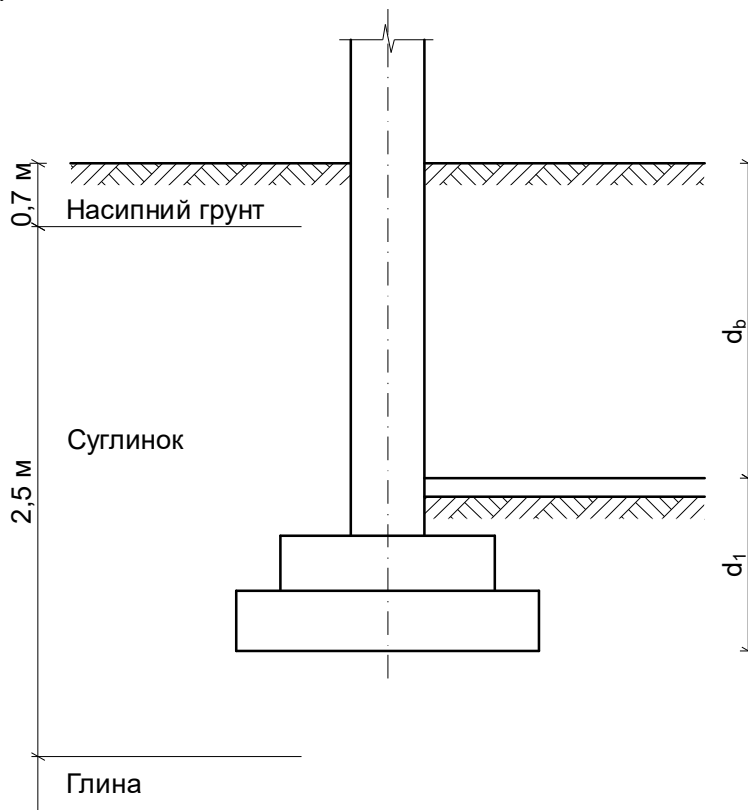


Рисунок 11 – Схема розміщення фундаменту у ґрунті

### Послідовність розрахунку

1. Умовний розрахунковий опір ґрунту основи, яким є шар суглинку,  $R_0 \approx 200$  кПа [6, 8].

2. Визначимо приведену глибину закладання фундаменту від підлоги підвалу, за формулою (24). Товщина підлоги підвалу  $h_{cf} = 0,20$  м, питома вага бетону  $\gamma_{cf} = 22$  кН/м<sup>3</sup>; товщина шару ґрунту від подошви фундаменту до підлоги підвалу  $h_s = 0,75 - 0,20 = 0,55$  м.

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf}\gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 0,55 + \frac{0,2 \cdot 22}{19} = 0,78 \text{ (м)}.$$

3. Визначаємо площу подошви фундаменту в першому наближенні за формулою (18)

$$A' = \frac{N_e}{R_o - \gamma_{mt} d} = \frac{700}{200 - 20 \cdot 2,75} = 4,83 \text{ (м}^2\text{)}.$$

4. Оскільки фундамент центрально завантажений, то приймаємо його квадратним у плані і тоді

$$b' = l' = \sqrt{A'} = \sqrt{4,83} = 2,2 \text{ (м)}.$$

5. Розрахунковий опір ґрунту основи за формулою (23)

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,51 \cdot 1,0 \cdot 2,2 \cdot 19,6 + 3,06 \cdot 0,78 \cdot 18,7 + (3,06 - 1) \cdot 2,0 \cdot 18,7 + 5,66 \cdot 21] = 288,8 \text{ (кПа)}.$$

При цьому в формулі (23) прийняті такі параметри:

За табл. Е.8 [6] при  $\varphi_{II} = 20^\circ$   $M_\gamma = 0,51$ ;  $M_q = 3,06$ ;  $M_c = 5,66$ ; усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище подошви фундаменту

$$\gamma'_{II} = \frac{18 \cdot 0,7 + 19 \cdot 2,05}{2,75} = 18,7 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Усереднене на глибину  $z$  розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає нижче подошви фундаменту, при ширині подошви  $b = 2,2$  м і  $z = b/2 = 1,1$  м [8, п.2.177]

$$\gamma_{II} = \frac{19 \cdot 0,45 + 20 \cdot 0,55}{1,1} = 19,6 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

6. Площа подошви в другому наближенні

$$A'' = \frac{700}{288,8 - 20 \cdot 2,75} = 2,99 \text{ (м}^2\text{)}.$$

7. Ширина подошви фундаменту

$$b'' = \sqrt{2,99} = 1,73 \text{ (м)}.$$

8. Розрахунковий опір ґрунту основи у другому наближенні

$$R'' = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,51 \cdot 1,0 \cdot 1,73 \cdot 19,6 + 3,06 \cdot 0,78 \cdot 18,7 + (3,06 - 1) \cdot 2,0 \cdot 18,7 + 5,66 \cdot 21] = 254,82 \text{ (кПа)}.$$

9. Площа подошви фундаменту

$$A''' = \frac{700}{254,82 - 20 \cdot 2,75} = 3,50 \text{ (м}^2\text{)}.$$

10. Ширина підосви фундаменту

$$b''' = \sqrt{3,5} = 1,87 \text{ (м)}.$$

11. Повторимо цикл

$$R''' = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,51 \cdot 1,0 \cdot 1,87 \cdot 19,6 + 3,06 \cdot 0,78 \cdot 18,7 + (3,06 - 1) \cdot 2,0 \cdot 18,7 + 5,66 \cdot 21] = 256,22 \text{ (кПа)};$$

$$A^{IV} = \frac{700}{256,82 - 20 \cdot 2,75} = 3,47 \text{ (м}^2\text{)}; \quad b^{IV} = \sqrt{3,47} = 1,86 \text{ (м)}.$$

12. Приймаємо розміри фундаменту кратними 300 мм

$$b = 1,8 \text{ м}; \quad l = 2,1 \text{ м (при } A = 3,78 \text{ м}^2 > A^{IV} = 3,47 \text{ м}^2\text{)}.$$

13. Виконаємо перевірку умови  $p < R$

$$p = \frac{700}{1,8 \cdot 2,1} + 20 \cdot 2,75 = 240,2 \text{ (кПа)};$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,51 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 19,6 + 237,53) = 281,1 \text{ (кПа)}.$$

Таким чином

$$p = 240,2 \text{ кПа} < R = 281,1 \text{ кПа}.$$

Розміри підосви фундаменту можна прийняти

$$b = 1,8 \text{ м}; \quad l = 2,1 \text{ м}.$$

*Приклад 7* Визначення розмірів підосви позацентрово навантаженого стовпчастого фундаменту.

Вихідні дані

Варіант завд.	Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	$N_e$ , кН	$M_{ex}$ , кНм	$M_{ey}$ , кНм			
	1200	450	110	-0,000	-	0,6×1,0 (ЗБК збір.)

Промисловий корпус з мостовими кранами вантажопідйомністю  $Q = 500$  кН.

Глибина закладання фундаменту  $d = d_1 = 1,8$  м (рис. 12).

Основою фундаменту є супісок, який характеризується такими показниками  $\gamma_s = 27$  кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma_{II} = 18,5$  кН/м<sup>3</sup>;  $e = 0,45$ ;  $I_L = 0,33$ ;  $\varphi_{II} = 17^\circ$ ;  $c_{II} = 25$  кПа.

На глибині 2,0 м від поверхні планування знаходиться рівень ґрунтової води.

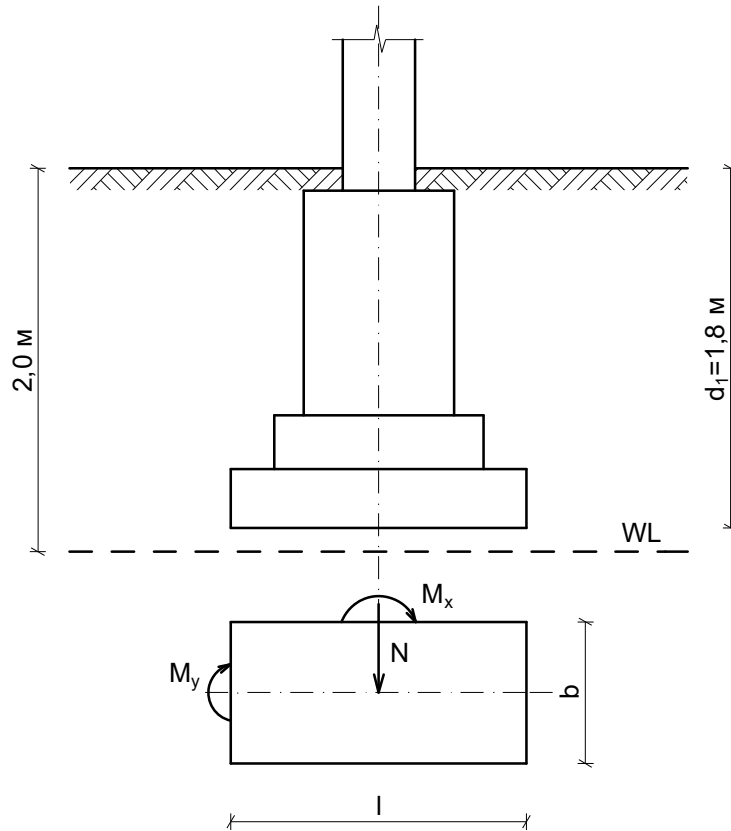


Рисунок 12 – Схема розташування фундаменту у ґрунті і навантажень на фундамент

#### Послідовність розрахунку

1. Умовний розрахунковий опір ґрунту основи за [6, табл. Е.3]  
 $R_o \approx 300$  кПа.
2. Визначаємо площу підшви фундаменту в першому наближенні за формулою (18)

$$A' = \frac{1200}{300 - 20 \cdot 1,8} = 4,5 \text{ (м}^2\text{)}.$$

3. Приймаємо фундамент прямокутним зі співвідношенням сторін підшви  $\eta = l/b = 1,2$ , тоді  $b = \sqrt{A'/\eta} = \sqrt{4,5/1,2} = 1,94 \text{ (м)}$ .

4. Визначимо розрахунковий опір ґрунту основи за формулою (3.7).  
 За табл. Е.7 [5] знайдемо коефіцієнти  $\gamma_{c1} = 1.2$  і  $\gamma_{c2} = 1.0$  для глинистого ґрунту при  $I_L = 0,33$ .

Коефіцієнт  $k = 1$ , оскільки характеристики ґрунту визначені безпосередніми випробуваннями.

За табл. Е.8 [5] при  $\varphi_{II} = 17^\circ$   $M_\gamma = 0,39$ ;  $M_q = 2,57$ ;  $M_c = 5,15$ .

Оскільки частинки супіску знаходяться у завислому стані (нижче рівня підземних вод), то питома вага ґрунту нижче рівня підземної води (WL) за формулою

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27 - 10}{1 + 0,45} = 11,7 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшови фундаменту при ширині підшови  $b = 2,0$  м і  $Z = 1,0$  м [6, п.2.177]

$$\gamma_{II} = \frac{18,5 \cdot 0,2 + 11,7 \cdot 0,8}{1,0} = 13,06 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи за формулою (23)

$$R' = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} (0,39 \cdot 1,0 \cdot 1,94 \cdot 13,06 + 2,57 \cdot 1,8 \cdot 18,5 + 5,15 \cdot 25) = 269,05 \text{ (кПа)}.$$

5. Площа підшови фундаменту в другому наближенні

$$A'' = \frac{1200}{269,05 - 20 \cdot 1,8} = 5,14 \text{ (м}^2\text{)}.$$

6. Ширина підшови фундаменту

$$b'' = \sqrt{5,14 / 1,2} = 2,07 \text{ (м)}.$$

7. Розрахунковий опір ґрунту основи

$$R'' = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} (0,39 \cdot 1,0 \cdot 2,07 \cdot 13,06 + 2,57 \cdot 1,8 \cdot 18,5 + 5,15 \cdot 25) = 269,8 \text{ (кПа)}.$$

8. Площа підшови фундаменту

$$A''' = \frac{1200}{269,8 - 20 \cdot 1,8} = 5,13 \text{ (м}^2\text{)}.$$

9. Ширина підшови

$$b''' = \sqrt{5,13 / 1,2} = 2,068 \text{ (м)}.$$

10. Приймаємо розміри підшови кратними 300 мм

$$b = 2,1 \text{ м}; \quad l = b \cdot \eta = 2,1 \cdot 1,2 = 2,52 \text{ (м)} = 2,7 \text{ м}.$$

11. Середній тиск під підшовою фундаменту за формулою (22)

$$p_{сеп.} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} + 20 \cdot 1,8 = 247,6 \text{ (кПа)}.$$

Розташуємо фундамент так, щоб вісь  $x$  була паралельна меншій стороні фундаменту, тоді максимальні значення крайового тиску в напрямку осей  $x$  та  $y$  за формулами (20)

$$p_{\max, x} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} + \frac{450 \cdot 6}{2,1 \cdot 2,7^2} + 20 \cdot 1,8 = 424,0 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\max, y} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} + \frac{110 \cdot 6}{2,7 \cdot 2,1^2} + 20 \cdot 1,8 = 303 \text{ (кПа)}.$$



Максимальний кутовий тиск під подошвою фундаменту за формулою (21)

$$p_{\max_{\text{кут}}} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} + \frac{450 \cdot 6}{2,1 \cdot 2,7^2} + \frac{110 \cdot 6}{2,7 \cdot 2,1^2} + 20 \cdot 1,8 = 479,4 \text{ (кПа)}.$$

Мінімальний тиск під подошвою фундаменту буде спостерігатись в напрямку осі  $x$

$$p_{\min x} = \frac{1200}{2,1 \cdot 2,7} - \frac{450 \cdot 6}{2,1 \cdot 2,7^2} + 20 \cdot 1,8 = 71,23 \text{ (кПа)}.$$

Отже,

$$p_{\text{сер}} = 247,6 \text{ кПа} < R = 269,4 \text{ кПа};$$

$$p_{\max, x} = 424,0 \text{ кПа} > 1,2R = 323,3 \text{ кПа};$$

$$p_{\max, y} = 303,0 \text{ кПа} < 1,2R = 323,3 \text{ кПа};$$

$$p_{\max_{\text{кут}}} = 479,4 \text{ кПа} > 1,5R = 404,1 \text{ кПа};$$

$$p_{\min, x} = 71,2 \text{ кПа} > 0.$$

Дві з граничних нерівностей не виконуються, тому збільшимо розміри подошви фундаменту. Прийmemo  $b = 2,4$  м,  $l = 3,0$  м.

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} (0,39 \cdot 1,0 \cdot 2,4 \cdot 12,4 + 214,33) = 271,1 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{сер.}} = \frac{1200}{2,4 \cdot 3,0^2} + 20 \cdot 1,8 = 202,7 \text{ (кПа)} < R = 271,1 \text{ кПа};$$

$$p_{\max, x} = \frac{1200}{2,4 \cdot 3,0} + \frac{450 \cdot 6}{3,0^2 \cdot 2,4} + 20 \cdot 1,8 = 327,7 \text{ (кПа)} \approx 1,2R = 325,3 \text{ кПа};$$

$$p_{\max, y} = \frac{1200}{2,4 \cdot 3,0} + \frac{110 \cdot 6}{3,0 \cdot 2,4^2} + 20 \cdot 1,8 = 240,9 \text{ (кПа)} < 325,3 \text{ кПа};$$

$$p_{\max, \text{кут}} = 327,7 + \frac{110 \cdot 6}{3,0 \cdot 2,4^2} = 365,9 \text{ (кПа)} < 1,5R = 406,7 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = 202,7 - \frac{450 \cdot 6}{2,4 \cdot 3,0^2} = 77,7 \text{ (кПа)} > 0.$$

Всі необхідні граничні нерівності виконуються, тому прийняті розміри подошви фундаменту можна вважати остаточними.

*Приклад 8.* Визначення розмірів подошви стрічкового фундаменту.

Будівля – житловий будинок з технічним підпіллям,  $d_b = 1,2$  м;  $d_1 = 0,5$  м. Схема розташування фундаменту показана на рис. 13.

## Вихідні дані

Варіант завд.	Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	$N_e$ , кН	$M_{ex}$ , кНм	$M_{ey}$ , кНм			
	420	-	70	-0,900	2,10	$b = 0,51$

Ґрунтові нашарування на майданчику забудови такі.

1. Суглинок текучопластичний товщиною 1,2 м ( $\gamma_{II} = 18,7 \text{ кН/м}^3$ ;  $e = 0,70$ ;  $I_L = 0,81$ ;  $\varphi_{II} = 15^\circ$ ;  $c_{II} = 13 \text{ кПа}$ );

2. Пісок середньої крупності, товщиною 7,1 м ( $\gamma_{II} = 18,9 \text{ кН/м}^3$ ;  $e = 0,51$ ;  $\varphi_{II} = 35^\circ$ ;  $c_{II} = 2 \text{ кПа}$ ).

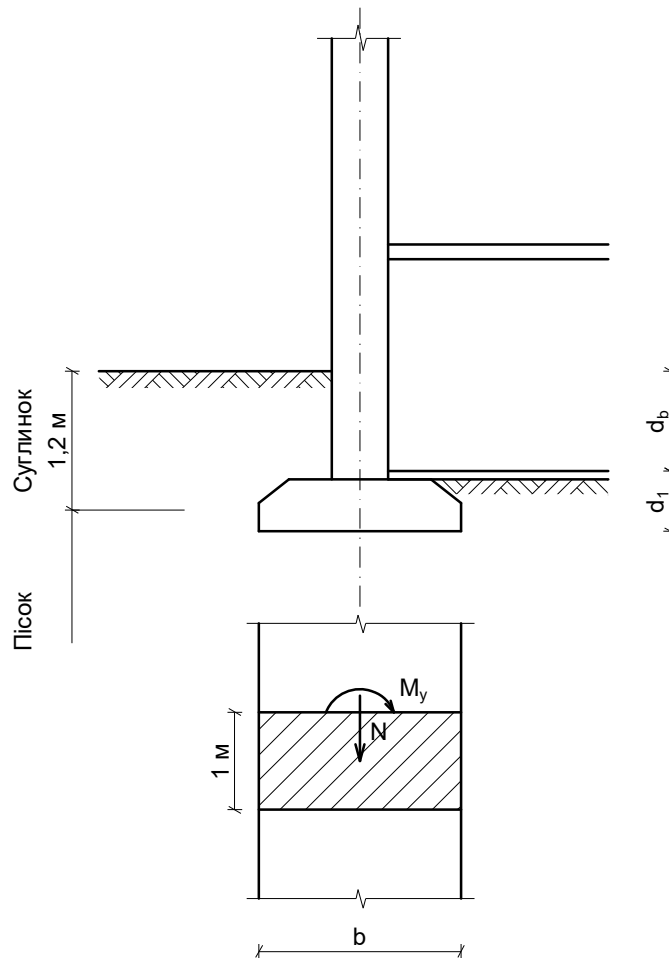


Рисунок 13 – Схема розміщення стрічкового фундаменту у ґрунті

### Послідовність розрахунку

1. Умовний розрахунковий опір ґрунту основи, яким є пісок середньої крупності  $R_0 = 500 \text{ кПа}$  [6, табл. Е.2].

2. Визначимо зведену глибину закладання фундаменту від підлоги підвалу

$$d_1 = h_1 + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma'_{II} = 0,30 + 0,20 \cdot 22 / 18,7 = 0,54 \text{ (м)},$$

де  $h_s = 0,5 - 0,2 = 0,3 \text{ (м)}$ ;

$$h_{cf} = 0,2 \text{ м}; \quad \gamma_{cf} = 22 \text{ кН/м}^3.$$

3. Визначимо площу подошви фундаменту в першому наближенні

$$A' = \frac{420}{500 - 20 \cdot 1,7} = 0,9 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Оскільки фундамент стрічковий, то  $b = A_l = 0,9 \text{ (м}^2\text{)}$  при  $l = 1 \text{ м}$ .

Призначаємо ширину фундаменту рівною ближній ширині збірної фундаментної плити:  $b = 1 \text{ м}$ .

4. Розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,0} (1,68 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 18,9 + 7,71 \cdot 0,5 \cdot 18,76 + (7,71 - 1) \cdot 1,2 \cdot 18,76 + 9,58 \cdot 2) = 460,8 \text{ (кПа)}.$$

При цьому за таблицею Е.7 [6] для пісків середньої крупності  $\gamma_{c1} = 1,4$  та для довгих будівель  $\gamma_{c2} = 1,2$ ;  $k = 1$ , оскільки характеристики ґрунту визначені безпосередніми випробуваннями; за табл. Е.8 [6] при  $\varphi_{II} = 35^\circ$

$$M_\gamma = 1,68; \quad M_q = 7,71; \quad M_c = 9,58.$$

Усереднене значення питомої ваги ґрунтів вище подошви фундаменту

$$\gamma'_{II} = \frac{18,7 \cdot 1,2 + 18,9 \cdot 0,5}{1,7} = 18,76 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Середній тиск під подошвою фундаменту

$$p_{сер} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,0} + 20 \cdot 1,7 = 454 \text{ (кПа)}.$$

6. Оскільки під подошвою стрічкових фундаментів згинальний момент діє тільки в одному напрямку (див. рис. 13), визначаємо крайовий тиск в напрямку цього згинального моменту за формулами (20)

$$\left[ \begin{array}{l} p_{\max, y} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,0} + \frac{70 \cdot 6}{1,0 \cdot 1,0^2} + 20 \cdot 1,7 = 874 \text{ (кПа)}; \\ p_{\min, y} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,0} - \frac{70 \cdot 6}{1,0 \cdot 1,0^2} + 20 \cdot 1,7 = 34 \text{ (кПа)}. \end{array} \right.$$

7. Виконуємо перевірку крайових тисків

$$p_{сер} = 454 \text{ кПа} < R = 460 \text{ кПа};$$

$$p_{\max, y} = 874 \text{ кПа} > 1,2 R = 552 \text{ кПа};$$

$$p_{\min, y} = 34 \text{ кПа} > 0.$$

Одна із граничних нерівностей не виконується.

8. Приймаємо збірну фундаментну плиту шириною  $b = 1,4$  м.

Тоді

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,0} (1,68 \cdot 1,0 \cdot 1,4 \cdot 18,9 + 242,5) = 482,1 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{сер.}} = \frac{420}{1,0 \cdot 1,4} + 20 \cdot 1,7 = 303 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{макс,у}} = 303 + \frac{70 \cdot 6}{1 \cdot 1,4^2} = 517,3 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{мін,у}} = 303 - \frac{70 \cdot 6}{1 \cdot 1,4^2} = 88,7 \text{ (кПа)};$$

$$p_{\text{сер.}} = 303 \text{ кПа} < R = 482,1 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{макс,у}} = 517,3 \text{ кПа} < 1,2R = 578,5 \text{ кПа};$$

$$p_{\text{мін,у}} = 88,7 \text{ кПа} > 0.$$

Всі граничні нерівності виконуються. Приймаємо фундаментні плити ФЛ.14.24 – 3т.

#### 7.4. Визначення несучої здатності забивної висячої палі

Вихідні дані

Варіант завд.	Експлуатаційні розрахункові навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
	$N_e$ , кН	$M_{ex}$ , кНм	$M_{ey}$ , кНм			
	1900	230	72	-0,700	1,7	0,4×0,6 (ЗБК збір.)

Ґрунтові умови майданчика забудови представлені такими нашаруваннями (рис. 14):

рослинний шар товщиною 0,7 м:  $\gamma_{II} = 17 \text{ кН/м}^3$ ;

суглинок тугопластичний товщиною 3,0 м:  $I_L = 0,4$ ;  $\gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$ ;

$\varphi_I = 21^\circ$ ;  $c_I = 22 \text{ кПа}$ ;

супісок пилюватий пластичний товщиною 5,0 м:  $I_L = 0,5$ ;  $\gamma_I = 17,9 \text{ кН/м}^3$ ;  
 $\gamma_{sb} = 9,8 \text{ кН/м}^3$ ;  $\varphi_I = 20^\circ$ ;  $c_I = 12 \text{ кПа}$ ;

пісок середньозернистий, середньої щільності товщиною більше 6,0 м:  
 $\gamma_{II} = 19 \text{ кН/м}^3$ ;  $\gamma_{sb} = 10,1 \text{ кН/м}^3$ ;  $\varphi_I = 35^\circ$ ;  $c_I = 1 \text{ кПа}$ ;

рівень ґрунтових вод -6,1 м від поверхні природного рельєфу.

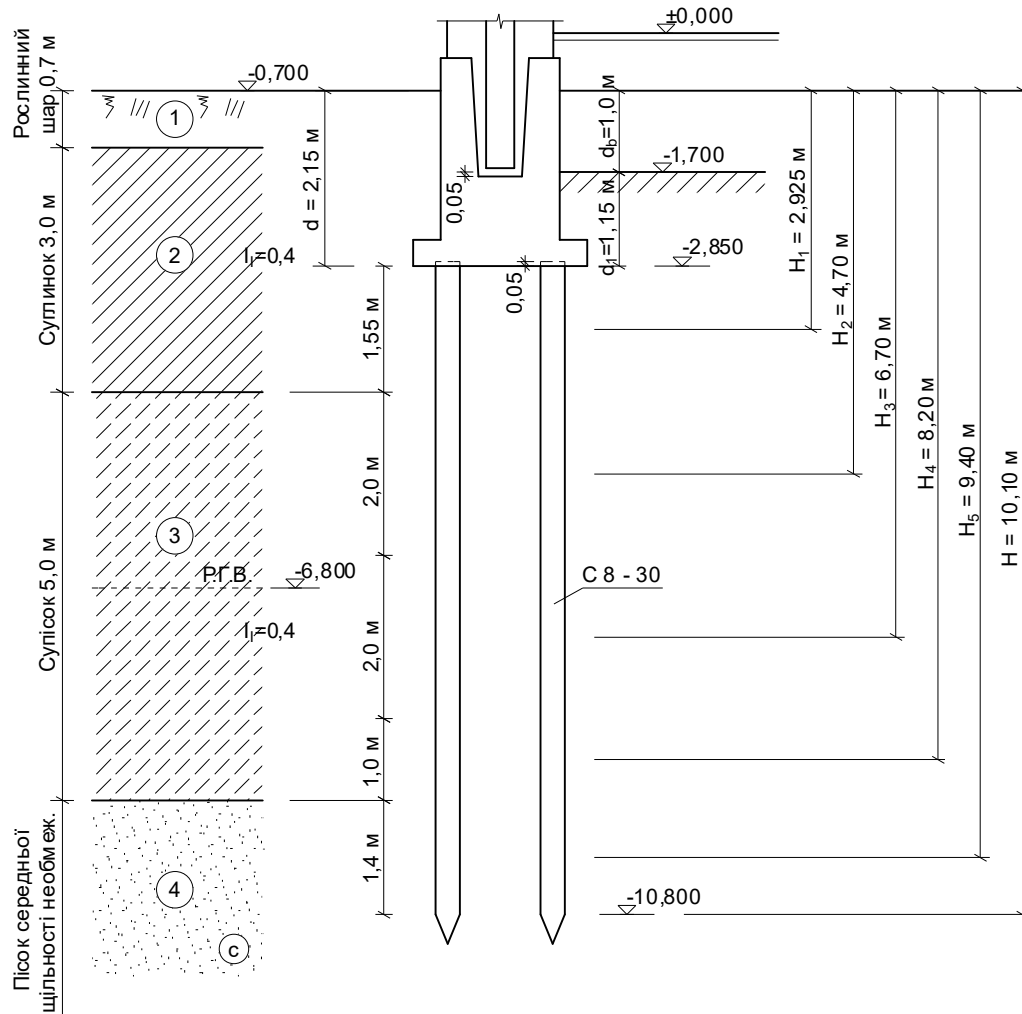


Рисунок 14 – Розміщення паль у ґрунті і параметри, необхідні для розрахунку

### Вибір глибини закладання ростверка

Оскільки будівля має підвал, то основним фактором, що визначає глибину закладання ростверка, будуть конструктивні міркування.

Підвал має невелику глибину, тому приймаємо рішення з високим підколонником (при більшій глибині підвалу доцільне рішення з колонами в підвальній частині). Обріз фундаменту за вимогами уніфікації має відмітку  $-0,150$  м (див. рис. 14).

Защемлення стовпчастого ростверка у ґрунті підвалу має бути не менше  $0,75$  м. Оскільки навантаження на фундамент суттєве, то приймаємо це защемлення  $d_1=1,15$  м, причому забезпечується загальна висота ростверка  $2,85 - 0,15 = 2,7$  м, яка задовольняє вимоги уніфікації (кратність  $300$  мм).

Глибина закладання ростверка від поверхні планування  $d = 2,85 - 0,7 =$

= 2,15 м. Загальна висота ростверка достатня для утворення стаканного стику (розміщення низу колони на відмітці -1,000). Глибина стакана при цьому  $1,0 - 0,15 + 0,05 = 0,9$  м, а товщина дна стакана  $2,7 - 0,9 = 1,8$  м > 0,4 м.

## 2 Вибір довжини і марки паль

З геологічного розрізу видно, що усі ґрунти, розташовані нижче підшви ростверка можуть служити основою для паль, але глинисті ґрунти з показником текучості  $I_L \geq 0,4$  не є найкращою основою, тому перевагу віддаємо піску середньої крупності. При цьому враховуємо також і те, що навантаження на фундамент достатньо суттєве.

Заглиблення забивних висячих паль у піски середньої щільності має бути не менше 1,0 м. Із забезпечення цієї вимоги, а також заведення паль у ростверк на величину не менше 5 см, приймаємо палі С8-30. Положення паль у ґрунті показане на рис. 14.

## 3 Визначення несучої здатності паль

Несучу здатність забивної висячої палі в ґрунті визначаємо за формулою (27) (позначення згідно з [6]).

За табл. Н.2.3 [6] при забиванні паль дизель-молотом  $\gamma_{cR} = 1$ ;  $\gamma_{cI} = 1$ ;  $\gamma_c = 1$ . Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі за табл. Н.2.1 [6]  $R = 4000$  кПа, площа поперечного перерізу палі  $A = 0,3 \times 0,3 = 0,09$  (м<sup>2</sup>), периметр поперечного перерізу палі  $u = 4 \times 0,3 = 1,2$  (м).

Для визначення несучої здатності по боковій поверхні палі розбиваємо її по довжині нижче підшви ростверка на ділянки довжиною не більше 2 м. При цьому межі між геологічними шарами служать і межами елементарних шарів (для зручності роботи з таблицями норм).

Визначаємо відстані від середини кожного елементарного шару до поверхні природного рельєфу ( $H_i$ ) (рис. 14).

Визначення опору по боковій поверхні палі за двома методиками виконуємо в таблиці 7.

Таблиця 7 - Визначення опору по боковій поверхні палі

$H_i$ , м	$h_i$ , м	Показник текучості	$f_{li}$ , кПа (за табл. Н.2.2 [6])	$\gamma_{ef} f_{li} \cdot h_i$ , кН/м	$\sigma_{zg,i}$ , кПа	$\nu_i$	$\varphi_{l,i}$ , град.	$c_{l,i}$ , кПа	$f_{2i}$ , кПа (за формулою Н.2.2 [6])	$\gamma_{ef} f_{2i} \cdot h_i$ , кН/м
2,925	1,55	0,4	25	38,8	51,95	0,35	21	22	32,7	50,7
4,7	2,0	0,5	23	46	83,80	0,3	20	12	25,1	50,2
6,7	2,0	0,5	25	50	114,74	0,3	20	12	29,9	59,8
8,2	1,0	0,5	26	26	129,44	0,3	20	12	32,2	32,2
9,4	1,4	Сер.кр., сер. щільн.	64	89,6	141,41	0,3	35	1	43,4	60,8

$\Sigma=250,4$

$\Sigma=253,6$

В результаті несуча здатність палі по ґрунту

$$F_{d1} = 1,0(1,0 \times 4000 \times 0,09 + 1,2 \times 250,4) = 660,5 \text{ (кН)};$$

$$F_{d2} = 1,0(1,0 \times 4000 \times 0,09 + 1,2 \times 253,6) = 664,3 \text{ (кН)}.$$

Допустиме навантаження на палю за формулою (25), виходячі з меншого значення несучої здатності

$$N = F_d / \gamma_k = 660,5 / 1,4 = 471 \text{ (кН)}.$$

Переходимо від розрахункових експлуатаційних навантажень до розрахункових граничних, оскільки розрахунок потрібної кількості паль відноситься до розрахунків за I групою граничних станів. Коефіцієнт надійності за навантаженням (середньозважене значення для основного сполучення) приймаємо рівним 1,17, коефіцієнт надійності для класу споруд СС2 складає 1,1

$$N_m = 1800 \cdot 1,17 \cdot 1,1 = 2316,6 \text{ (кН)}; \quad M_{x,m} = 230 \cdot 1,17 \cdot 1,1 = 296 \text{ (кНм)};$$

$$M_{y,m} = 72 \cdot 1,17 \cdot 1,1 = 92,7 \text{ (кНм)}.$$

Необхідна кількість паль за формулою (26)

$$n = \frac{\gamma_{fs} \cdot N_m}{N} = \frac{1,1 \cdot 2316,6}{471} = 5,41 \text{ (шт.)},$$

де  $\gamma_{fs}$  - коефіцієнт, що враховує власну вагу фундаменту і наявність згинального моменту з ексцентриситетом  $M_{x,m}/N_m = 296/2316,6 = 0,13$  (м).  
Приймаємо  $n = 6$ .

#### ЛІТЕРАТУРА:

1. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / [М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев та ін.]. – Полтава, ПНТУ, 2004. – 568 с.
2. Далматов Б. И. Механика ґрунтов, основания и фундаменты./ Далматов Б. И.– Л. : Стройиздат, 1988.–415 с.
3. Цытович Н. А. Механика ґрунтов (краткий курс)./Цытович Н. А.–М. : Высшая школа, 1983.– 288 с.
4. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
5. Ваганов І. І. Інженерна геологія та охорона навколишнього середовища / Ваганов І. І., Маєвська І. В., Попович М. М. – Вінниця: ВНТУ, 2014. – 267 с.
6. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10-2018. - [Чинний від 2019-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 161 с. – (Державні будівельні норми України).

7. Основания и фундаменты: Справочник/ [Г. И. Швецов, И. В. Носков, А. Д. Слободян, Г. С. Госькова]; под ред. Г. И. Швецова. – М. : Высш. шк., 1991. – 383 с. – ISBN 5-06-001827-X.
8. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)/НИИОСП им. Герсегова. – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.
9. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва: ДБН А.2.1-1-2008 [Чинний від 2008-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008. – 74 с. - (Національні стандарти України).
10. Грунти. Класифікація: ДСТУ Б.В.2.1-2-96. – [Чинний від 1997-01-01]. – К. : Мінбуд України, 1997. – 45 с. – (Національні стандарти України).



*Навчальне видання*

Методичні вказівки  
до самостійної роботи і контрольні завдання з дисципліни  
“Механіка ґрунтів”  
для бакалаврів заочної форми навчання  
спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”

Редактор В. Дружиніна  
Коректор З. Поліщук

Укладачі: Маєвська Ірина Вікторівна  
Блащук Наталя Вікторівна

Оригінал-макет підготовлено Н. Блащук

Підписано до друку  
Формат 29,7×42¼. Папір офсетний.  
Гарнітура Times New Roman.  
Ум. друк. арк.  
Наклад прим. Зам. № -

Видавець та виготовлювач  
Вінницький національний технічний університет,  
Інформаційний редакційно-видавничий центр,  
ВНТУ, ГНК, к. 114.  
Хмельницьке шосе, 95, м. Вінниця, 21021  
Тел. (0432) 59-87-32, 59-87-38.  
press.vntu.edu.ua; *e-mail*: kivc.vntu@gmail.com  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи  
серія ДК №3516 від 01.07.2009 р.

Міністерство освіти і науки України  
Вінницький національний технічний університет

## МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до самостійної роботи і контрольні завдання з дисципліни  
“Механіка ґрунтів”  
для бакалаврів заочної форми навчання  
спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”  
”

Всі цитати, цифровий, фактичний до матеріал та бібліографічні відомості перевірені, написання одиниць відповідає стандартам. Зауваження рецензентів враховані

Вимогам, які пред’являються інструктивно-методичної літератури відповідає. До друку і в світ дозволяю На основі § 2 п.15 “Єдиних правил.....

Автори: І.В.Маєвська Перший проректор з науково-педагогічної роботи по організації навчального процесу та його науково-методичного забезпечення  
Н.В.Блащук  
О.Н.Романюк

Затверджено на засіданні кафедри БМГА  
Протокол № від 20 р.  
Зав. кафедрою, проф.  
\_\_\_\_\_ А.С.Моргун

Вінниця ВНТУ 2019 р.