

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ДНІПРОВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»



МЕХАНІКА ҐРУНТІВ

Підручник
видання третє перероблене і доповнене

за загальною редакцією проф. Шашенка О.М.

Дніпро
НТУ «ДП»
2024

УДК 624.131 (075.8)
М55

*Рекомендовано вченою радою НТУ «Дніпровська політехніка»
як підручник для здобувачів ступеня бакалавра спеціальностей 192 Будівництво
та цивільна інженерія, 194 Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та
водні технології (протокол № 6 від 16.05.2024)*

Рецензенти:

К.В. Бабій – д-р техн. наук (Інститут геотехнічної механіки
ім. М.С. Полякова НАН України);

О.Л. Тютюкін – д-р техн. наук, проф. (Український державний університет
науки і технологій).

Автори: О.М. Шашенко, В.Г. Шаповал, С.М. Гапєєв, О.В. Скобенко,
Н.В. Хозяйкіна

Механіка ґрунтів [Електронний ресурс] : підручник /
М55 О.М. Шашенко, В.Г. Шаповал, С.М. Гапєєв, О.В. Скобенко,
Н.В. Хозяйкіна ; за ред. О.М. Шашенка; М-во освіти і науки України, Нац.
техн. ун-т «Дніпровська політехніка». – 3-тє вид., переробл. і доп. –
Дніпро : НТУ «ДП», 2024. – 339 с.

Викладено основи механіки ґрунтів, що мають бути впроваджені в
будівництві цивільних та промислових об'єктів. Розглянуто класифікацію,
систематизацію та фізико-механічні властивості ґрунтів, розподіл напружень в
основі, розрахунки деформацій і стійкості. Описано методи сучасних
аналітичних, натурних і лабораторних досліджень ґрунтів. До кожного розділу
підручника подано контрольні запитання й завдання.

Призначено для здобувачів ступеня бакалавра спеціальностей
192 Будівництво та цивільна інженерія, 194 Гідротехнічне будівництво, водна
інженерія та водні технології.

УДК 624.131 (075.8)

© О.М. Шашенко, В.Г. Шаповал, С.М. Гапєєв,
О.В. Скобенко, Н.В. Хозяйкіна, 2024
© НТУ «Дніпровська політехніка», 2024

*125-річчю НТУ «Дніпровська політехніка»
ПРИСВЯЧУЄТЬСЯ*

ЗМІСТ

ПЕРЕДМОВА	8
РОЗДІЛ 1. ПРЕДМЕТ, ОБ’ЄКТ І ОСНОВНІ ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ	11
1.1 Зміст механіки ґрунтів та її зв’язок із суміжними науками	11
1.2 Стисла історія розвитку науки про механіку ґрунтів	13
1.3 Основні завдання механіки ґрунтів	20
<i>Контрольні запитання та завдання до Розділу 1</i>	21
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВІ СХЕМИ І МЕХАНІЧНІ МОДЕЛІ ҐРУНТІВ	22
2.1 Основні поняття й визначення	22
2.2 Механічні моделі та загальна структура наукових досліджень	25
2.3 Геотехнічні моделі	29
<i>Контрольні запитання та завдання до Розділу 2</i>	31
РОЗДІЛ 3. ГЕОЛОГІЧНА БУДОВА ОСНОВ І КЛАСИФІКАЦІЯ ҐРУНТІВ	33
3.1 Загальні відомості	33
3.2 Систематизація та класифікація ґрунтів	34
3.3 Класифікація ґрунтів за походженням	36
3.4 Класифікація ґрунтів за зерновим складом	39
3.5 Класифікація ґрунтів за структурою і текстурою	45
3.6 Ґрунти з нестійкими внутрішніми зв’язками	51
3.7 Інженерна оцінка стану ґрунтів в основі	54
<i>Контрольні запитання та завдання до Розділу 3</i>	58
РОЗДІЛ 4. ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ	60
4.1 Фізичні характеристики ґрунтів	60
4.1.1 Характеристики щільності, вологості та пористості ґрунту	60
4.1.2 Характеристики консистенції ґрунтів	65
4.2 Механічні характеристики ґрунтів	66
4.2.1 Механічні характеристики пухкого ґрунту	68

4.2.2 Деформаційні характеристики ґрунтів. Випробування ґрунтів на односний стиск	75
4.3 Основні методи польових випробувань ґрунту	76
4.4 Тріщинуватість ґрунтових масивів	79
4.5 Види води в ґрунті	83
4.6 Статистична обробка результатів вимірів	86
<i>Контрольні запитання та завдання до Розділу 4</i>	94
РОЗДІЛ 5. ПОНЯТТЯ ПРО ЗАКОНИ ПОРИСТОСТІ ГРУНТІВ	96
5.1 Компресійне стиснення ґрунтів	95
5.2 Особливості випробувань лесів та лесоподібних ґрунтів	104
5.2.1 Визначення відносної просадки за методом однієї кривої	107
5.2.2 Визначення відносної просадки за методом двох кривих	108
5.2.3. Розрахунок відносної просадки ґрунту та просадкового тиску за методом двох кривих	109
5.3 Закон ущільнення ґрунтів	112
5.4 Опір ґрунтів зсуву	114
5.5 Закон ламінарної фільтрації ґрунту	119
<i>Контрольні запитання та завдання до Розділу 5</i>	124
РОЗДІЛ 6. ОСНОВНІ СПІВВІДНОШЕННЯ МЕХАНІКИ ТВЕРДОГО ДЕФОРМОВАНОГО ТІЛА	126
6.1 Елементарний об'єм породного масиву	126
6.2 Напружено-деформований стан породного масиву	130
6.3 Види напруженого стану	140
6.4 Диференціальні рівняння рівноваги	143
6.5 Граничні умови	146
6.6 Рівняння сумісності деформацій	147
6.7 Коефіцієнт бічного тиску ґрунту	149
<i>Контрольні питання і завдання до розділу 6</i>	150
РОЗДІЛ 7. МІЦНІСТЬ ГРУНТІВ, ЩО ПЕРЕБУВАЮТЬ У СКЛАДНОМУ НАПРУЖЕНОМУ СТАНУ	152
7.1 Розвиток уявлень про міцність і руйнування твердих тіл	152

7.2 Критерій міцності Ш. Кулона	162
7.3 Теорія руйнування ґрунтів у складному напруженому стані	164
7.4 Взаємозв'язок меж міцності на одноосьовий стиск, розтяг і зсув	169
7.5 Теорія міцності Ш. Кулона-О. Мора	171
7.6 Масштабний ефект у геотехнічних дослідження	172
<i>Контрольні питання і завдання до Розділу 7</i>	175
РОЗДІЛ 8. ЗАКОНОМІРНОСТІ РОЗПОДІЛУ НАПРУЖЕНЬ У ҐРУНТАХ ОСНОВ	177
8.1 Розподіл напружень у ґрунті від дії зосередженої сили (задача Буссінеска)	178
8.2 Розподіл напружень у ґрунті у випадку місцевого рівномірно розподіленого навантаження	182
8.3 Дія рівномірно розподіленого штабового навантаження (задача Мічелла)	186
8.4 Дія зосередженої сили, докладеної всередині півпростору (задача Р. Міндліна)	188
8.5 Розподіл тиску по підшві твердого фундаменту (контактна задача Буссінеска)	189
8.6 Напруження від власної ваги ґрунту	190
<i>Контрольні запитання та завдання до Розділу 8</i>	191
РОЗДІЛ 9. ДЕФОРМОВАНІСТЬ І МІЦНІСТЬ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ	193
9.1 Особливості деформування ґрунтових масивів	193
9.2 Основні розрахункові моделі ґрунтів	198
9.3 Міцність ґрунтових основ. Поняття про еліпсоїд і еліпс напружень	203
9.4 Умови міцності ґрунту в основі	206
9.5 Активна та пасивна гранична рівновага сипучих ґрунтів	208
9.6 Співвідношення між головними напруженнями в ґрунтах	209
9.7 Фази деформацій ґрунту під фундаментом	210
9.8 Умови стійкості ґрунтів основи	215
9.9 Критичні навантаження на основи з пластичних глин	217
<i>Контрольні запитання та завдання до Розділу 9</i>	218

РОЗДІЛ 10. РОЗРАХУНОК ОСІДАННЯ ФУНДАМЕНТІВ	220
10.1 Пружні та залишкові деформації ґрунтів	220
10.2 Визначення кінцевого осідання шару ґрунту при суцільному навантаженні (одномірна задача ущільнення)	221
10.3 Модуль загальної деформації ґрунту	223
10.4 Види деформацій будинків та споруд	225
10.5 Розрахунок осідання фундаменту за методом пошарового додавання	229
10.6 Розрахунок осідання фундаменту за методом еквівалентного шару	237
10.7 Визначення кута повороту жорсткого прямокутного фундаменту неглибокого закладання	238
10.8 Розрахунок осідання основ за часом	239
10.9 Особливості будівництва на просадкових основах	242
<i>Контрольні запитання та завдання до Розділу 10</i>	245
РОЗДІЛ 11. ТИСК ҐРУНТУ НА ПІДПІРНІ СТІНИ	246
11.1 Основні положення	246
11.2 Основні положення теорії тиску ґрунту на підпирні стіни	248
11.3 Тиск ґрунту на підпирні стіни за Кулоном	251
11.3.1 Тиск сипучих ґрунтів	251
11.3.2 Тиск зв'язних ґрунтів	253
11.4 Тиск ґрунту на підпирну стіну за В.В. Соколовським	256
<i>Контрольні питання та завдання до Розділу 11</i>	258
РОЗДІЛ 12. СТІЙКІСТЬ ҐРУНТОВИХ УКОСІВ І СХИЛІВ	259
12.1 Основні положення і визначення	259
12.2 Найпростіші задачі розрахунку стійкості укосів і схилів	261
12.2.1 Стійкість укосу, що складається з ідеально сипучого ґрунту	261
12.2.2 Стійкість водонасиченого укосу, що складено з ідеально сипучого ґрунту	262
12.2.3 Стійкість вертикального укосу, що складений ґрунтом, який включає характеристики питомого зчеплення і внутрішнього тертя	263
12.2.4 Визначення граничного тиску від розподіленого навантаження на горизонтальну поверхню укосу	264

12.2.5	Визначення форми рівностійкого укосу	266
12.3	Інженерні методи розрахунку стійкості укосів і схилів	267
12.4	Інженерні заходи, що спрямовані на підвищення стійкості укосів і схилів	273
	<i>Контрольні запитання та завдання до Розділу 12</i>	275
	РОЗДІЛ 13. ЧИСЛОВІ МЕТОДИ У МЕХАНІЦІ ГРУНТІВ	276
13.1	Класифікація методів вирішення задач у механіці ґрунтів	276
13.2	Метод скінчених елементів	279
13.3	Метод граничних елементів	294
13.4	Метод дискретних елементів	304
13.5	Практичне використання аналітичних і числових методів	310
	<i>Контрольні питання і завдання до Розділу 13</i>	311
	РОЗДІЛ 14. ОЦІНКА СТІЙКОСТІ ГРУНТОВИХ ОСНОВ, УКОСІВ І СХИЛІВ	313
14.1	Стійкість однорідного ґрунтового укосу	313
14.2	Стійкість неоднорідного (шаруватого) ґрунтового укосу	317
14.3	Напружено-деформований стан ґрунтової основи під фундаментом будівлі	324
	<i>Контрольні питання і завдання до Розділу 14</i>	329
	ВИСНОВКИ	330
	Список використаної літератури	331
	ДОДАТОК 1. Таблиці Д13.1 – Д13.4	339

ПЕРЕДМОВА

Будівництво завжди супроводжувало людство на шляху розвитку цивілізації. За кілька тисячоліть пройдено непростий шлях від облаштованих печер і примітивних споруд до сучасних доріг, хмарочосів, промислових підприємств та інших об'єктів, що відбивають рівень розвитку суспільства. Деякі будівлі вже зараз сягають у висоту до тисячі метрів, мають розвинену підземну частину. Стали звичними такі складні об'єкти, як просторові розв'язки автомобільних доріг у Китаї, аеродроми на штучних островах у Японії, підземна урбаністика Торонто, Мюнхена, Токіо, Пекіна, Лондона, Нью Йорка і багатьох інших мегаполісів. При будівництві все частіше використовуються такі надсучасні технології, як 3D-принтинг.

Будівництво наземних будинків та споруд відбувається у приповерхневому шарі гірських порід, які складають земну кору. Частіше всього це ґрунти – пухкі породи з невеликою несучою здатністю. Підземне будівництво окрім підземних виробок також передбачає спорудження в межах ґрунтового шару комплексу наземних будівель і споруд різного призначення. Надійність функціонування об'єктів, що зводяться на ґрунтових основах, значною мірою залежить від уміння проєктувальників і будівельників оцінити інженерно-геологічну ситуацію в межах будівельного майданчика, визначити властивості ґрунтів, а також сумісну роботу ґрунтів і фундаментних конструкцій. Від того, наскільки для конкретних геологічних умов раціонально добрані типи та визначені розміри фундаментних конструкцій, суттєво залежать строки і вартість будівництва, а також безпека експлуатації побудованих об'єктів. Відповідно до світової статистики 80 % усіх порушень нормальної експлуатації будівель і споруд відбувається внаслідок недоліків і помилок при проєктуванні, будівництві й експлуатації основ і фундаментів. Витрати на їх усунення можна порівняти лише з початковими витратами на будівництво.

До кінця XIX століття у практиці проєктування інженерних споруд несуча здатність ґрунтів для будівництва майже виключно оцінювалась на підставі

досвіду роботи на таких об'єктах в аналогічних умовах. На початку ХХ століття різко змінюються масштаби будівництва, підсилюється практика зведення споруд значних розмірів. Це призвело до того, що витрати на забезпечення необґрунтованого запасу міцності стали неприйнятними, також як і будівництво без належних надійних розрахунків основ, фундаментів, будівельних конструкцій. Перед вченими і інженерами стала непроста задача: як навчитись проєктувати і будувати будівлі і споруди таким чином, щоб вони були надійні при експлуатації та, водночас, економічно привабливими для інвесторів. Ситуація, що склалася, призвела до необхідності спеціального вивчення механічних властивостей ґрунтів та особливостей взаємодії геотехнічної системи «*основа-фундамент*».

Так сталося, що у лабораторіях, які були створені на той час, відбулося достатнє накопичення матеріалу про властивості ґрунтів. Водночас аналітичні і натурні дослідження дозволили виявити закономірності розподілу напружень і деформацій в ґрунтових основах під дією навантажень від будівель і споруд. На підставі узагальнення такого матеріалу були створені основи нового наукового напрямку у галузі механіки, який отримав назву «*Механіка ґрунтів*», або «*Геотехніка*», і став теоретичною основою фундаментобудування. «*Основи і фундаменти*» – це прикладна дисципліна про прийоми розрахунку, конструювання і спорудження фундаментів у відповідних інженерно-геологічних умовах.

У зв'язку з наведеним вище, до переліку навчальних дисциплін, які є необхідними для підготовки інженера-будівельника, включено освітній компонент «*Механіка ґрунтів, основи і фундаменти*». Його вивчення дозволяє майбутнім будівельникам отримати уявлення про не лише з точки зору ґрунтознавства і геології, але і як про об'єкт інженерної діяльності людини в цивільному і промисловому будівництві, під час спорудження дамб і гребель, при обладнанні земельних укосів тощо. Отримані знання дає можливість їм надійно проєктувати основи і фундаменти будівельних об'єктів, а також здійснювати роботи по їх облаштуванню.

Автори також вважали за необхідне дати майбутнім магістрам початкові знання в області механіки твердого деформованого тіла та механіки руйнування гірських порід (грунтів). Вони необхідні для розуміння того, на основі яких математичних методів будуються сучасні програмні продукти, що дозволяють виконувати розрахунки основ, фундаментів та конструкцій різного призначення. У підручнику наведено приклади таких розрахунків.

В основу видання покладено методичні підходи, на яких побудовані підручники і монографії таких відомих вчених у галузі механіки ґрунтів і фундаментобудування, як М.Н. Гольдштейн [1], А.Г. Шапар [2], В.Б. Швець [3], В.Г. Шаповал [4] та ін.

Але, приймаючи до уваги досвід минулого, у підручнику одночасно викладено сучасні уявлення щодо механіки ґрунтів, методів фундаментобудування та тенденцій їх розвитку. При його написанні були прийняті до уваги зміни, що сталися в українській нормативній базі.

Підручник укладено у відповідності до Робочої програми до дисципліни «Механіка ґрунтів, основи і фундаменти» для спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» для першого (бакалаврського) рівня вищої освіти. При викладенні матеріалу автори передбачали можливість викликати зацікавленість студентів щодо необхідності отримання наступного ступеню підготовки в магістратурі шляхом викладення основ наукових досліджень. Окрім того, підручник може бути корисним студентам іншим спорідненим будівельним спеціальностям.

Автори вдячні співробітникам і студентам кафедри будівництва, геотехніки і геомеханіки Національного технічного університету «Дніпровська політехніка» за допомогу під час підготовки підручника до видання.

РОЗДІЛ 1. ПРЕДМЕТ, ОБ'ЄКТ І ОСНОВНІ ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕНЬ

1.1 Зміст механіки ґрунтів та її зв'язок із суміжними науками

Механіка ґрунтів вивчає ті самі об'єкти, що й ґрунтознавство, але якщо ґрунтознавство займається дослідженням складу, фізичних і хімічних властивостей ґрунтів, то механіка ґрунтів переважно розглядає механічні явища, що виникають в ґрунтах під впливом зовнішніх сил, а також здатність ґрунтів опиратися діям зовнішніх сил. У цьому розумінні механіка ґрунтів перебуває в одному ряду з науками, які об'єднуються загальною назвою «механіка».

У процесі історичного розвитку механіки, насамперед, були сформульовані закони теоретичної механіки, яка розглядає тверді тіла, що не деформуються. У природі таких ідеалізованих тіл не існує, але теоретична механіка встановила ряд важливих законів руху та рівноваги твердих тіл, які дозволили перейти до розгляду моделей, більш адекватних до об'єктів вивчення.

Дослідженням реальних фізичних об'єктів займається механіка твердого деформованого тіла (теорія пружності, теорія пластичності, опір матеріалів, будівельна механіка), яка використовує висновки теоретичної механіки для вирішення практичних задач. Вона розглядає суцільні тіла, які мають певні фізичні властивості.

Механіка ґрунтів вивчає гірські породи як дисперсні матеріали, що перебувають у відповідному комплексі природних умов.

ґрунтами називають будь-яку гірську породу, що розглядається у зв'язку з інженерно-будівельною діяльністю людини і яка взаємодіє зі штучними спорудами.

До таких матеріалів закони механіки суцільного середовища можуть застосовуватися з деякими, часто досить суттєвими, обмеженнями. Для ґрунтів з урахуванням їх дисперсності та пористості механіка ґрунтів встановлює нові закони. До основних із них належать **закони ущільнення, внутрішнього тертя і фільтрації.**

При цьому ґрунти можуть розглядатися як *основа* для різного роду будівель і споруд, *середовище* для їх заглиблених частин та підземних споруд, або *матеріали* для облаштування насипів, гребель тощо. Механіка ґрунтів переважно вивчає пухкі ґрунти, які складаються з окремих мінеральних часток, що слабо пов'язані одна з одною або не пов'язані зовсім, а також не містять води у формі льоду, великої кількості легкорозчинних сполук та органічних залишків.

Таким чином, механіка ґрунтів займається, по-перше, вивченням ґрунтів як природно історичних тіл, тобто вона вивчає гірничі породи як об'єкт науки геології; по-друге, під час розгляду механічних явищ у ґрунтах механіка ґрунтів відволікається від фізико-хімічних процесів, які відбуваються в них, і використовує методи механіки твердого деформованого тіла, а також розробляє власні методи, що ґрунтуються на законах механіки та гідродинаміки.

Ця обставина тривалий час давали підставу для дискусії про те, яке місце посідає механіка ґрунтів у колі суміжних наук. Одні вчені (Попов І.В., Цитович М.О.) вважали її галуззю механіки, інші (Орнатський М.В., Бабков В.Ф., Гербург-Байкович А.В. та ін.) – розділом ґрунтознавства. Враховуючи зміст механіки ґрунтів та її методи, слід, скоріш за все, вважати правильною першу думку.

Виходячи з цього, визначення механіки ґрунтів, як науки, можна сформулювати наступним чином:

Механіка ґрунтів – це наука, яка розглядає застосування законів механіки до розрахунків міцності, стійкості та деформацій основ, земляних споруд та укосів природного і штучного походження.

Об'єктом вивчення механіки ґрунтів є геотехнічні системи, в яких ґрунт є однією із головних складових. Наприклад, об'єктом досліджень можуть бути такі геотехнічні системи, як «основа-фундамент», земляна дамба, ґрунтовий схил, укос та ін.

Предметом досліджень механіки ґрунтів є напружено деформований стан ґрунтового масиву, що знаходиться під дією зовнішніх і внутрішніх сил.

Механіка ґрунтів розвивається на стику двох суміжних наук – механіки та інженерної геології. Обидві вони покликані вирішувати певні питання, пов’язані з будівництвом. Ці науки спираються у своїх моделях і висновках одна на одну, взаємно перевіряючи теоретичні передумови та практичні рекомендації.

1.2 Стисла історія розвитку науки про механіку ґрунтів

Досягнення людства у галузі будівництва протягом тисячоліть вимірюються розмірами і красою різноманітних будівель, які прийнято називати «чудесами світу».

В наш час відомі сім «чудес стародавнього світу», табл. 1.1, які є об’єктами будівництва, приймаючи також до уваги те, що статуя Зевса із Олімпії в Греції також являла собою будівельну конструкцію з просторовим дерев’яним каркасом. З цих об’єктів до нашого часу зберіглася лише Велика піраміда Хеопса поблизу Каїра в Єгипті. Для інженерів-будівельників є цікавим знати, що слугувало причиною руйнування останніх семи чудес світу.

Таблиця 1.1 – Сім чудес стародавнього світу

<i>Найменування і місце розташування</i>	<i>Час побудови будівельник замовник</i>	<i>Час і причина руйнування</i>	<i>Основа, матеріал і форма</i>
1. Піраміда Хеопса (Хуфу), Єгипет, Гіза	24-23 ст. до н. е.; Хеміун (Хеміон)	Зберіглася до наших часів	1. Вапняк 2. Пісковик 3. Пірамідальна
2. Висячі сади Семіраміди	605 р. до н.е.; Навуходоносо р II	126 рік до н.е. війна землетруси і повені	1. Лесовий ґрунт 2. Цегла 3. Пагорб
3. Статуя Зевса в Олімпії	435 р. до н.е.; Фідій	V ст. н.е., пожежа	1. Пісковик 2. Дерев’яний каркас + облицювання із слонової кістки. 3. Складна

Найменування і місце розташування	Час побудови будівельник замовник	Час і причина руйнування	Основа, матеріал і форма
4. Храм Артеміди в Ефесі	1. Перший храм 8 ст. до н.е. 2. Другий храм - 560 р. до н. е.; Херсифрон і Метаген – (проект) і Деметрій з Пеонієм у 380 р. до н. е. 3. Третій храм – 3 ст. до н.е.; Дейнократ (Хейнократ)	1. Перший храм – у 7 ст. до н.е.; повінь. 2. Другий храм – у 356 р. до н. е. пожежа (Герострат). 3. Третій храм - у 262 р. н. е. зруйновано готами (пожежа).	1. Болотиста. Основу укріплено шерстю вівець и золою. 2. Мармурові колони і дерев'яна покрівля. 3. Складна.
5 Мавзолей у Галікарнасі	351 р. до н. е.; Сатирос і Піфей Приєнський	1494 р. н.е. землетрус	1. Слабкий ґрунт. Заглиблення фундаменту 2,5 м. 2. Природне каміння, дерево, метал. 3. Складна
6. Колос Родоський	292 - 280 рр. до н. е. Харес (учень Лісиппа)	224 (або 226) р. до н. е.; землетрус; руйнування у районі колін	1. Слабкий ґрунт. 2. Природне каміння (постамент), просторовий каркас із заліза і каменю, облицьований мідними листами та заповнений глиною (звідси вираз "колос на глиняних ногах") 3. Складна
7. Олександрійський (Фароський) маяк	280-247 рр. до н.е.; <u>Сострат</u> Книдський	Землетрус и у 796, 951 і 956 роках, а також у 1303 та 1323 роках	1. Слабкий ґрунт. 2. Природне каміння, скріплене свинцем 3. Складна

Слід зазначити, що від усіх семи чудес стародавнього світу на цей час залишилися лише фундаменти.

На підставі даних, що наведено у табл. 1.1, можна сформулювати вимоги, які необхідні для забезпечення довговічності будівель і споруд, що проєктуються:

1. Міцна основа.
2. Міцні фундаменти.
3. Негорючий і міцний матеріал несучих конструкцій.
4. Проста форма.
5. Район будівництва з низькою сейсмічною активністю.
6. Захист будівель від повіней.

Вже в ті стародавні часи будівництво було важливою сферою людської діяльності і потребувало захисту інтересів як замовника, так і забудовника. У цьому сенсі являють собою інтерес суспільно – правові відносини у сфері будівництва, що були прийняті у Вавилоні близько 1750 років до нашої ери царем Хамураппі і отримали назву «Закони, або Кодекс Хамураппі». Деякі пункти цього документу, який зберігся до наших часів, твердять наступне:

228. Якщо будівельник побудує кому-небудь дім, то він [домохазяїн] повинен дати йому у винагороду два сиклі срібла за кожний сар [одиниця вимірювання площини, дорівнює 35кв.м.] будинку.

229. Якщо будівельник, який будує кому-небудь дім, зробить свою роботу неміцною, так що побудований їм дім обвалиться и причинить смерть домохазяїну, то будівельник повинен бути страчений.

Мабуть вперше досвід будівництва було систематизовано римським механіком, інженером и архітектором **Марком Вітрувієм Полліоном** (лат. Marcus Vitruvius Pollio; I ст. до н. е.) у його трактаті «Десять книжок про архітектуру» (I ст. до н.е.).

На цей час відомо тільки родове ім'я – Vitruvius. Ім'я Марк і прізвище Полліон є найбільш ймовірними, оскільки джерелом більшої частини біографічних відомостей є праці самого Вітрувія.

Ймовірно, він народився як вільний римський громадянин в Кампані. Отримав архітектурну освіту. Під час громадянської війни під керівництвом Юлія Цезаря приймав участь у проєктуванні військових машин. Пізніше, будучи військовим інженером, самостійно займався розробкою и створенням баліст і інших осадних споруд. Серед реалізованих проєктів Вітрувія найбільш вагомими є базиліка в Фано і конструкції римського акведука.

Вітрувій також є автором ергономічної системи пропорціонування, яка пізніше отримала поширення у образотворчому мистецтві і архітектурі під назвою «*Вітрувіанська людина*». У підґрунті поглядів Вітрувія лежало уявлення щодо універсального значення числових закономірностей і пропорційних відношень в будові Всесвіту і людини, якими належить керуватися як при спорудженні будівель, так і при створенні машин. Дата смерті Вітрувія невідома, що може свідчити про те, що при житті його роботи не отримали широкого визнання.

Вітрувій першим з теоретиків архітектури виказав гіпотезу щодо виникнення архітектури. Він поставив проблему золотієї середини між теорією і практикою, окреслив базові розуміння естетики, відповідність будівлі і людини, вперше в історії дослідив проблему музикальної акустики приміщень. У тому або іншому ступені теорія Вітрувія зберігала своє значення до XIX сторіччя.

«*Десять книг про архітектуру*» (лат. *De architectura libri decem*) - трактат про архітектуру, який зробив відомим римського архітектора Марка Вітрувія Поліона. Книгу присвячено імператору Августу на знак вдячності за надану їм допомогу.

Трактат є єдиною античною роботою про архітектуру і одною з перших на латині, що зберіглася до нашого часу. Автор узагальнив в трактаті досвід грецького и римського будівництва, розглянув комплекс супроводжуючих градобудівельних, інженерно-технічних питань, практичних правил будівельного мистецтва і принципів художнього сприйняття. В результаті трактат являє собою енциклопедію технічних знань свого часу.

В I книзі Вітрувій пояснює науку архітектора, яка складається із теорії і практики. Він звертає увагу на необхідність геометрії і рисування для занять архітектурою, а також на знання в галузі філософії, права, медицини і астрономії.

В II книзі міститься опис будівельних матеріалів: цегли (лат. *laterum*), піска, вапна і каменя.

В III книзі описано Вітрувіанську людину з її пропорціями (обличчя займає десяту частину тіла, а пупок є центром композиції).

В IV книзі розповідається про храми и розташування алтарів.

V книгу присвячено улаштуванню форумів, базилік, театрів, бань и верфей.

VI книгу присвячено улаштуванню приміщень (атріумів) та їх фундаментів.

В VII книзі описано процес виготовлення фарб (білої, червоної, чорної, зеленої, синьої, охри) і штукатурки.

В VIII книзі описано гідротехнічні споруди (колодязі, водопроводи).

В IX книзі наведений опис роботи сонячних і водяних годинників.

В X книзі описані машини для переміщення тягаря і знаряддя, а також різні механізми, такі як водяні млини, балісти і катапульти.

Вітрувій сформулював шість основних принципів науки про архітектуру.

(системність, порядок, ордер) – загальні принципи архітектури, підстави формування об'єму (*quantitas*), основи пропорцій, основи співвідношення розмірів (*modulus*). Тут наведено знамениту тріаду Вітрувія: три якості, які обов'язково повинна мати архітектура: *firmitas* (міцність конструкції), *utilitas* (корисність), *venustas* (красота).

(диспозиція, розташування, основа) – основи організації простору, проєктування і відображення їх в трьох основних кресленнях: *ichnographia* (план поверху), *ortographia* (креслення) и *skenographia* (перспективний вид).

(евритмія) – визначає красиві пропорції, вивчається композиція.

(симетрія) – під цією категорією ховається сильний антропоморфізм, акцентується модуль, оснований на частинах людського тіла (ніс, голова).

(декор) – ця категорія не обмежується тільки декорацією і описує ордерну систематичність.

– категорія, що описує спосіб економічного використання об'єкта.

Значно пізніше, вже у ХУІІІ ст., починають публікуватися результати досліджень ґрунтів у зв'язку з будівельними розрахунками. Необхідність таких досліджень була покликана широким розвитком на той час промислового, транспортного і, особливо, гідротехнічного будівництва.

У 1726 р. Купле у Парижі опублікував першу теорію тиску ґрунту на підпірну стіну. Уявлення Купле про ґрунт як про скупчення кулястих, не пов'язаних одна з одною, часток, уточнив у 1776 р. Кулон, який сформулював закон опору ґрунту зсувним деформаціям. У 1796 р. академік Н.І. Фусс висловив припущення про те, що опір ґрунтів до зовнішніх зусиль залежить від величини деформацій. У п'ятдесятих роках ХІХ століття Т.Е. Паукер та Ренкін застосували теорію сипучого середовища до розрахунків стійкості фундаментів споруд.

Великого значення вивченню стисливості ґрунтів під час спорудження будівель надавав В. Карлович у курсі «Основи та фундаменти», який був виданий у Празі у 1869 р. Пізніше серед будівельників стає дуже популярним «Короткий курс основ і фундаментів» професора В.І. Курдюмова, що витримав три видання – у 1891, 1902 і 1916 рр.

До вісімдесятих років ХІХ століття існувало доволі примітивне уявлення про розподіл напружень у ґрунті, які виникають через дію зовнішніх сил. Вважалося, що тиски, які передавалися фундаментом, поширюються під постійним кутом і рівномірно розподіляються по горизонталі. Досліди, проведені у 1879-1881 рр. Штейнером та Кіком у Празі, виявили помилковість цих уявлень. Декілька років потому французький математик Буссінеск вирішив задачу про розподіл напружень у ґрунті від дії одиночної зосередженої сили, що докладена до поверхні. Оригінальні досліди з втисканням у ґрунт штампів для вивчення напружень і деформацій, що при цьому виникали, були проведені в

Росії у 1889 р. В.І. Курдюмовим і в 1912-1915 рр. П.О. Міняєвим. Вони дозволили перевірити аналітичні розрахунки Буссінеска і підтвердили їх достовірність.

Таким чином, на початку двадцятих років ХХ століття намітилися основні напрямки і завдання механіки ґрунтів:

- ✓ вивчення розподілу напружень у ґрунтах через дію зовнішніх сил;
- ✓ вивчення зв'язку деформацій та напружень у ґрунтах;
- ✓ оцінка здатності ґрунтів опиратися зовнішнім силам у зв'язку з розрахунками стійкості основ споруд та земляних мас.

Механіка ґрунтів на цей час сформувалася як наука.

У розвитку механіки ґрунтів велику роль відіграли роботи К. Терцагі, зокрема, його книга «Erdbaumechanik», яку було видано у 1925 р. Однак, Терцагі на той час мав спрощені уявлення про механічні явища і процеси, що відбуваються у ґрунтах, які згодом були подолані.

В цей час у світі розгорнулося гігантське будівництво, виконуються дослідницькі роботи і вирішуються проблеми, що пов'язані із проектуванням основ та фундаментів будівель і споруд у найрізноманітніших кліматичних і гірничо-геологічних умовах. З часом це привело до структурування механіки ґрунтів відносно об'єктів дослідження.

Так, механічні властивості ґрунтів в СРСР вивчали у зв'язку з дорожнім будівництвом М.І. Іванов, В.В. Охотін та ін. У подальшому питання застосування механіки ґрунтів до дорожніх цілей виокремилися в особливий напрямок. Відокремилася також механіка мерзлих порід, основні положення якої розроблено М.І. Сумгіним. Механічні особливості скельних порід вивчалися головним чином у зв'язку з гірничими роботами. Дослідження у цій галузі проводили М.М. Протодияконов, П.М. Цимбаревич, В.Д. Слесарєв та ін.

Для вирішення питань щодо розподілу напружень у ґрунтах на підставі використання законів теорії пружності багато зробив Н.М. Герсеванов, який також детально дослідив завдання ущільнення ґрунтів і розрахунків осідання споруд. Його теоретичні розробки у подальшому були поглиблені

В.О. Флоріним, С.О. Роза, В.Г. Буличовим та ін. Теорію опору ґрунтів зсуву та стійкості їх в укосах розробляли М.М. Маслов, О.М. Ничипорович та ін.

Починаючи з сімдесятих років минулого століття, величезна робота в галузі вивчення фізико-механічних властивостей ґрунтів і поведінки підвалін та укосів під навантаженням проводилася українськими вченими, такими як М.Н. Гольдштейн, В.Б.Швець, В.Г.Шаповал та ін..

В.В. Соколовським для розрахунку основ споруд була розроблена теорія граничної рівноваги. Велике значення для вирішення ряду питань мало у механіці ґрунтів застосування статистичних закономірностей і моделювання. У цьому напрямку перші роботи виконав Г.І. Покровський.

У ті ж роки механіка ґрунтів як наука активно розвивалася й за кордоном. Це дослідження Крея (Німеччина), Фелленіуса (Швеція), Тейлора (США) – у галузі розрахунків укосів; О. Фреліха (Голландія), Ф. Шлейхера (Німеччина) – щодо розрахунку основ споруд; зведені роботи К. Терцагі і У. Гогентоглера (США), підручники В. Балужева (Болгарія), Р. Пьєнтовського (Польща), Яккі Ікеджі (Угорщина), а також багато інших.

1.3 Основні завдання механіки ґрунтів

В результаті великої кількості досліджень, виконаних у різних країнах, на цей час досить чітко визначені основні завдання механіки ґрунтів і шляхи їх вирішення:

- ✓ визначення показників механічних властивостей ґрунтів і розробка методів їх визначення;
- ✓ вивчення закономірностей розподілу напружень у ґрунтах під дією зовнішніх сил і власної ваги;
- ✓ встановлення залежностей між напруженнями і деформаціями, дослідження закону ущільнення пухких мас і розробка методів розрахунку осідання споруд;

- ✓ вивчення міцності та стійкості масивів ґрунтів і тиску ґрунтів на захисні засоби;
- ✓ розробка методів розрахунку основ споруд, природних та штучних укосів.

Для вирішення наведених завдань останніми роками активно застосовуються методи комп'ютерного моделювання, які дають достатньо точні результати.

Контрольні запитання та завдання до Розділу 1

1. Назвіть основні історичні етапи розвитку механіки ґрунтів як науки.
2. Що таке закони Хамураппі?
3. Назвіть сім чудес стародавнього світу.
4. Яку роль у будівництві відіграли у свій час роботи Вітрувія?
5. Розкрийте зв'язок механіки ґрунтів із суміжними науками.
6. Які гірські породи називають ґрунтами?
7. Наведіть визначення механіки ґрунтів як науки.
8. Що є предметом і об'єктом досліджень механіки ґрунтів, як науки?
9. Сформулюйте основні завдання механіки ґрунтів.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВІ СХЕМИ І МЕХАНІЧНІ МОДЕЛІ ҐРУНТІВ

Механіка ґрунтів, як і будь-яка інша галузь науки, розробляє та вивчає притаманні лише їй моделі досліджуваних об'єктів. При цьому вона суттєво спирається на суміжні галузі знань: теорію пружності, пластичності, повзучості, гідравліку, геологію, гідрогеологію тощо. У відповідності до об'єкта вивчення механіка ґрунтів оперує усталеними під час процесу її становлення поняттями та визначеннями.

2.1 Основні поняття й визначення

У кожній області інженерної діяльності, в тому числі у будівництві, існує певний набір специфічних термінів і визначень. Більш того, у різних розділах комплексу будівельних наук є свої терміни та визначення.: Нижче наведені деякі найбільш поширені терміни, визначення і позначення, прийняті в механіці ґрунтів.

Будь-який будинок чи споруда передає діючі на нього навантаження, включно із власною вагою, на **фундамент** і далі - **на ґрунтову основу**.

Фундаментом називають підземну частину будівлі або споруди, призначену для передачі навантаження від споруди на основу.

Розрізняють наступні типи фундаментів:

- ✓ фундаменти неглибокого закладення ;
- ✓ фундаменти пальові;
- ✓ фундаменти глибокого закладення;
- ✓ фундаменти під машини і обладнання з динамічним навантаженням.

Також окремо виділяють **фундаменти у складних інженерно – геологічних умовах** та **фундаменти у сейсмічних районах**.

На практиці найбільш часто застосовують два основних типи фундаментів: **фундаменти неглибокого закладення** (рис. 2.1) та **пальові фундаменти** (рис. 2.2).

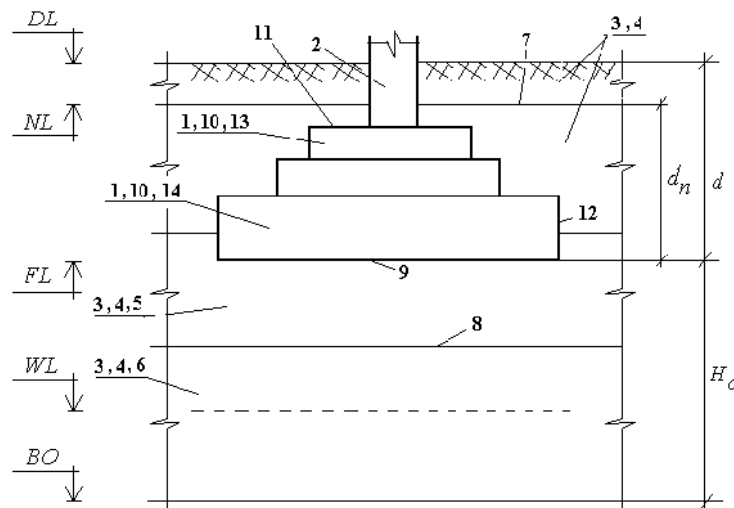


Рисунок 2.1 – Система «основа - фундамент неглибокого закладення - надфундаментна будова» (схема): 1 - фундамент; 2 - надфундаментна будова; 3 - основа; 4 - ґрунтові шари; 5 - несучий шар ґрунту; 6 - підстиляючий шар ґрунту; 7 - покрівля ґрунтового шару; 8 - підощва ґрунтового шару; 9 - підощва фундаменту; 10 - щаблі фундаменту; 11 - верхній обріз фундаменту; 12 - бічний обріз фундаменту; 13 - верхній щабель фундаменту, 14 - нижній щабель фундаменту; d - глибина закладення підощви фундаменту від рівня планування; d_n - те ж саме, від рівня природного рельєфу; H_c - товщина стисненої товщі; NL - відмітка природного рельєфу; DL - планувальна відмітка; WL - відмітка рівня підземних вод; BO - нижня межа стисненої товщі

Основою називають товщу ґрунтів, на яких (або усередині яких) зводяться будівлі або споруди. Розрізняють основи **природні і штучно покращені**. Природними називають основи, які використовують для будівництва ґрунти без попередньої обробки. Штучно утвореними є основи, що складені ущільненими або закріпленими ґрунтами природного походження, а також такі, що утворені в ході виробничої і господарської діяльності людини (звалища, відстійники і тому подібне). За генезою і способом утворення їх підрозділяють на **ущільнені, закріплені в природному стані, насипні і намівні**.

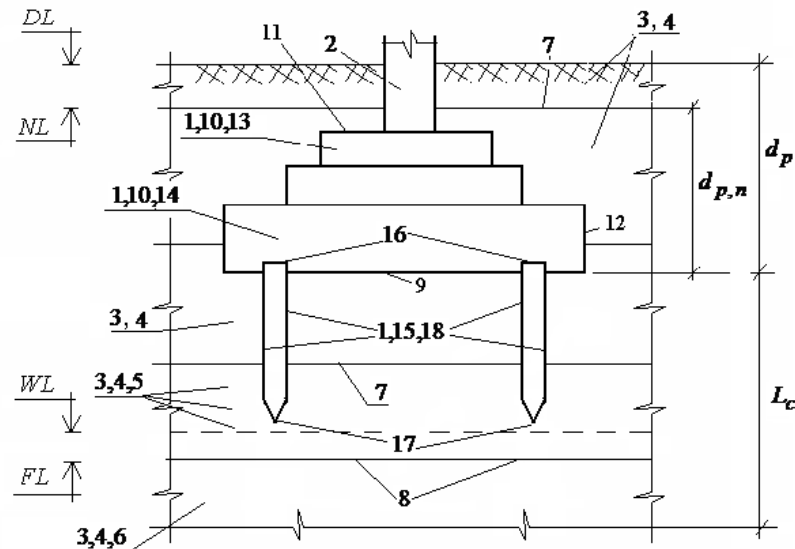


Рисунок 2.2 – Система «основа - пильовий фундамент - надфундаментна будова (схема): 1 - фундамент; 2 - надфундаментна будова; 3 - основа; 4 - ґрунтові шари; 5 - несучий шар ґрунту; 6 - підстиляючий шар ґрунту; 7 - покрівля ґрунтового шару; 8 - підшва ґрунтового шару; 9 - підшва ростверку; 10 - ступені ростверку; 11 - верхній обріз ростверку; 12 - бічний обріз ростверку; 13 - верхній ступінь ростверку; 14 - нижній ступінь ростверку; d_p - глибина закладення підшви ростверку від рівня планування; $d_{p,n}$ - те ж саме, від рівня природного рельєфу; 15 - палі; 16 - голови палі; 17 - вістря палі і одночасно - підшва палевого фундаменту; 18 - бічна поверхня палі; L_c - довжина палі від підшви ростверку до підшви палевого фундаменту; NL - відмітка природного рельєфу; DL - планувальна відмітка; WL - відмітка рівня підземних вод

Основи складаються із так званих інженерно – геологічних елементів. Під **інженерно-геологічними елементами (ІГЕ)** мають на увазі частину ґрунтової основи, яку складено з одного і того ж типу ґрунту, що має однакові властивості. ІГЕ – це з точки зору геології, як правило, шар ґрунту, який обмежений двома поверхнями: верхньою, яка називається **покрівлею**, і нижньою, що носить назву **підшви**. Якщо ці поверхні є приблизно паралельними, то такий шар має назву **пласт**.

Несучим називають шар ґрунту, на який спирається підшва фундаменту, а **підстилаючим** – шар, на який спирається верхній шар ґрунту.

Пальові фундаменти мають суттєві відміни від фундаментів неглибокого закладання. Їм притаманні такі специфічні елементи:

1. Паля – це, як правило, стрижень, що слугує для передачі навантажень від будівлі або споруди на міцні шари ґрунту. Залежно від ситуації об'єднані ростверком палі можуть бути як самостійним фундаментом, так і структурною складовою деякої конструкції.

Основними частинами палі є:

- ✓ голова палі (її верхня частина);
- ✓ бокова поверхня палі;
- ✓ вістря палі (її нижня частина).

2. Ростверк – це структурний елемент фундаменту у вигляді балки або плити, що об'єднує групу паль в єдину механічну систему.

На основі початкової інформації щодо типу фундаменту, його геометрії, геологічної будови основи та фізико-механічних характеристик інженерно-геологічних елементів розробляються розрахункові схеми, які досліджуються на основі тих чи інших геотехнічних моделей.

2.2 Механічні моделі і загальна структура наукових досліджень

Моделювання лежить в основі людської діяльності. Людина взагалі сприймає навколишній світ, як сукупність моделей – психологічних, філософських, економічних, фізичних, математичних та інших, які є лише наближеним відображенням у свідомості об'єктивно існуючої реальності. Чим вище рівень знань щодо оточуючого світу, тим ближче моделі відповідають дійсності. При цьому очевидно, що повна відповідність моделі реальним об'єктам принципово недосяжна. За означеною тематикою виконано досить багато досліджень, написано сотні книг і статей.

Досить корисне узагальнення цих досліджень зроблено у роботі І.І. Блехмана, О.Д. Мишкіса и Я.Г. Пановко [14]. Автори дають таке визначення моделі: *«об'єкт M є моделлю об'єкта відносно деякої системи S характеристик (властивостей), якщо M будується (або вибирається) для імітації A по цим характеристикам»*. При цьому під об'єктом A вважається будь яке матеріальне тіло, дія, ситуація. Модель може бути **дослідницькою** для вивчення вказаних характеристик або **робочою** для безпосереднього використання, наприклад, автопілот, дитяча іграшка, гроші і т.і. У геотехніці розглядаються лише дослідницькі моделі.

Процес вирішення задач у геотехніці складається, як правило, з декількох основних етапів (рис. 2.3).

Спочатку формулюється загальна **проблема (задача)**, оцінюється її **актуальність**, визначаються **ідея** щодо вирішення и кінцева **мета досліджень**. Наприклад, **об'єктом досліджень** є ґрунтовий масив навколо підземної частини фундаментної конструкції або ґрунтовий схил у яружній системі. Задачею є детально вивчити **предмет досліджень**, тобто розподіл напружень і деформацій (переміщень) в основі і фундаментних конструкціях і знайти такі інженерні рішення (параметри), при яких будівля або споруда будуть мати технічну стійкість протягом заданого проміжку часу.

Після цього складається загальна **методика досліджень**, у якій визначається порядок виконання робіт, необхідна кількість експериментів і зразків для їх випробувань у лабораторії, вимоги до натурних вимірів (експериментальних ділянок).

Наступний, дуже важливий етап досліджень полягає у вивченні об'єкта досліджень в **натурних умовах**. Для цього збирають геологічні, гідрогеологічні і інженерно-технічні характеристики тієї ділянки будівельного майданчика або схилу яружної системи, в яких буде споруджуватись фундамент майбутнього об'єкта. За необхідністю виконують відбір проб літологічних різниць, виготовляють зразки ґрунту і випробують її в умовах сертифікованих лабораторій.

Визначаються фізико-механічні характеристики вміщуючих порід, їх шаруватість і тріщинуватість, обчислюється навантаження на фундамент, визначається тип, розміри і розташування фундаментних конструкцій і т.і. Якщо існують аналогічні об'єкти, наприклад, однотипні фундаменти, то з метою збирання додаткової інформації в них закладають замірні станції, в межах яких за розробленою методикою виконують відповідні натурні виміри. Аналізується досвід експлуатації схожих об'єктів у подібних інженерно-геологічних умовах. Зібрана інформація є основою для виконання лабораторних досліджень на *моделях, що реалізуються фізично*, наприклад, за допомогою оптичного моделювання, моделювання на еквівалентних матеріалах, відцентрового моделювання і т.і.

Результати фізичного моделювання разом з результатами натурних вимірювань є тим вихідним матеріалом, завдяки якому створюються так звані *фізичні абстрактні моделі* (див. рис. 2.3).

Такими є, наприклад, суцільне середовище в теорії пружності, ідеальний шарнір у будівельній механіці, сипуче середовище у статиці сипучого середовища і т.і. Абстрактні фізичні моделі достатньо близько відображають

об'єкт, що вивчається, але не мають притаманних йому дефектів і недосконалостей.

На основі абстрактної фізичної моделі створюються *математичні моделі*. Слід зауважити, що в залежності від мети досліджень, стану математичного апарату, наявних можливостей обчислювальних машин один і той же об'єкт може мати декілька нееквівалентних моделей. Так, наприклад, один і той же об'єкт може бути описаний за допомогою пружної і пружнопластичної, дискретної і суцільної, детермінованої і стохастичної, а також інших моделей. Велика кількість моделей одного і того ж об'єкту дозволяє роздивитись його з різних точок зору, видаляючи і підкреслюючи такі параметри, що найбільше цікавлять дослідників. Такий підхід дозволяє отримати достатньо глибоку і всебічну інформацію про об'єкт і підвищити достовірність отриманих даних.

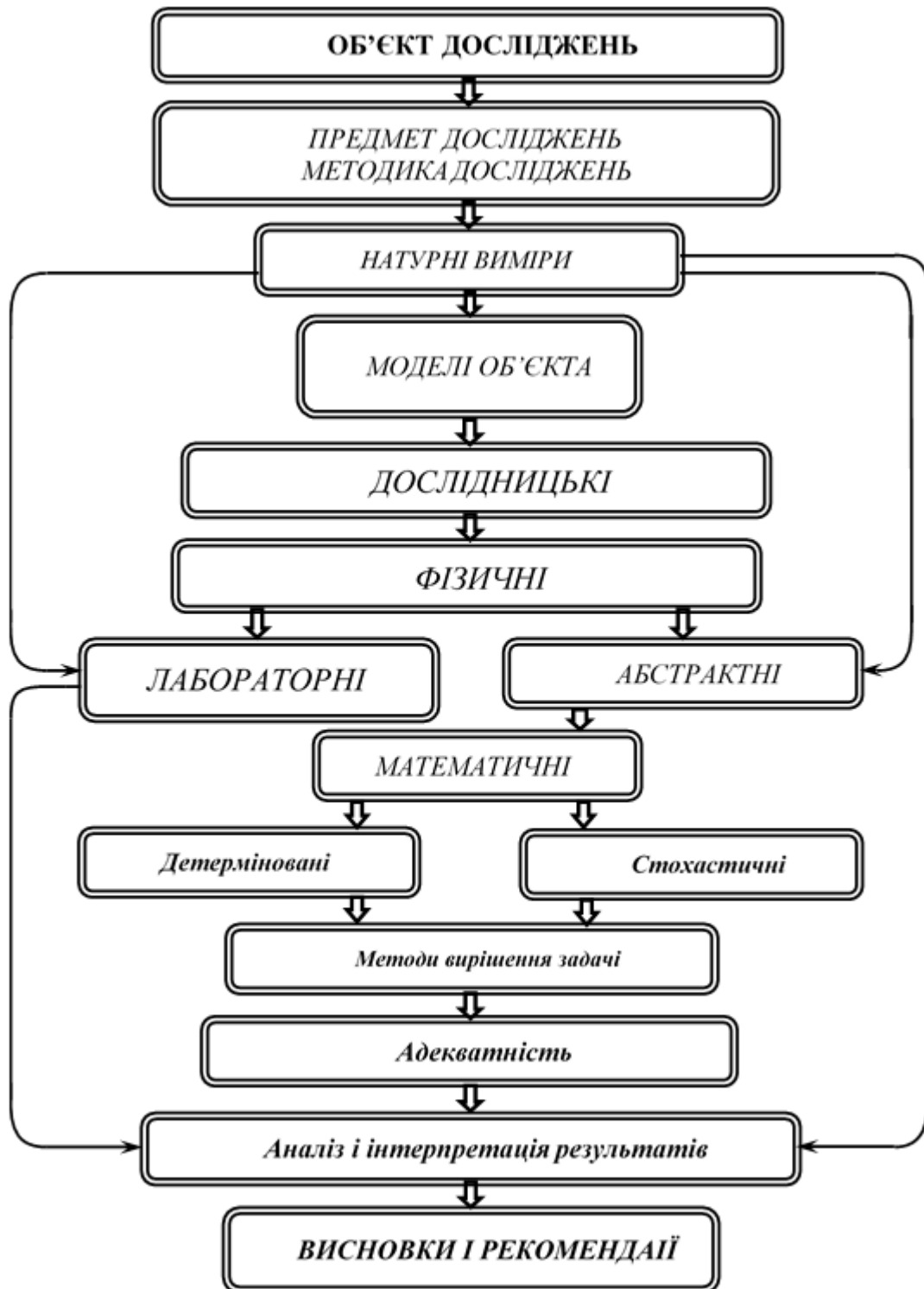


Рисунок 2.3 – Структура досліджень

Якщо математичну модель вибрано, то рівень досконалості її побудови визначається рівнем адекватності і числом незалежних перемінних, які мають назву *управляючих параметрів*. Тобто, з однієї сторони математична модель M повинна бути адекватною реальному об'єкту A в рамках характеристик

(властивостей) S , що вивчаються, а з іншої сторони – отримані результати повинні бути доступні аналізу і розумінню. Останнє можливо тільки у тому разі, якщо кількість управляючих параметрів не перевищує трьох, а іноді навіть одного.

Створення моделей це і наука, і в той же час мистецтво, рівень якого багато в чому залежить від особистості і досвіду дослідника.

Після того, як математичну модель об'єкта визначено, вибирається **метод вирішення задачі**, на основі якого буде виконано реалізацію цієї моделі. При цьому необхідно вже наперед уявляти необхідну точність обчислень, яка повинна відповідати природі об'єкта, який вивчається. У геотехніці це фундаменти, що контактують з ґрунтами основи, для яких визначення фізико-механічних характеристик можливе лише з відносно невисоким рівнем точності. При цьому немає сенсу використовувати для вирішення математичної моделі методи, що дають неоправдані точні результати. Так, наприклад, при використанні чисельних методів досліджень напружень і деформацій в складових геотехнічної системи елементи, на які розбивається масив, повинні мати розумні розміри, число ітерацій при вирішенні означеного класу пружно-пластичних задач повинно бути порівняно невеликим.

Після цього на основі обраного методу досліджується математична модель, перевіряється її **адекватність** реальному об'єкту шляхом порівняння отриманих результатів з натурними і лабораторними вимірами. Якщо співпадіння цих результатів є достатньо близьким, то задачу, що ставилась, успішно вирішено і можна приступити до її осмислення, формулюванню висновків і визначенню напрямів подальшого використання отриманих закономірностей (залежностей).

2.3 Геотехнічні моделі

Основною метою геотехніки є прогноз поведінки у часі механічної системи «фундамент - ґрунтова основа». Інженеру ще на стадії проектування будівлі або споруди необхідно мати знання про те, чи витримає навантаження фундамент,

чи не виникнуть в ґрунтах основи зони руйнування, які будуть його осідання, просідання, прохили та інші показники, що забезпечують безпечну експлуатацію об'єкта.

Отримують ці знання дослідники на підставі побудови, математичного описання і аналізу відповідних **геотехнічних моделей**, які в силу особливостей об'єкта досліджень мають свою специфіку.

Прийняті в механіці ґрунтів моделі зазвичай підрозділяють на **математичні і фізичні**.

Під **фізичними моделями** розуміють наближений опис властивостей основ з використанням обмеженого числа відомих законів фізики. Основні фізичні моделі ґрунту:

- ✓ міцностні;
- ✓ деформаційні;
- ✓ реологічні;
- ✓ комбіновані.

Під **математичними моделями** розуміють наближений опис явищ з використанням відповідного математичного апарату. Основні математичні моделі основ – це **лінійні та нелінійні моделі**.

Нелінійні моделі основ у свою чергу ділять на **геометрично нелінійні та фізично нелінійні**.

Жодну із моделей неможливо використовувати без визначення притаманних їм **матеріальних констант**. Під матеріальними константами ґрунту розуміють деякі загальні для різних його видів в якісному відношенні, але різні в кількісному відношенні, властивості (наприклад: щільність, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення, модуль загальної деформації, коефіцієнт Пуассона і ін.).

Також застосування математичними моделями для розв'язання задач механіки ґрунтів неможливе без застосування розрахункових схем основи.

Розрахункова схема основи - це опис геометрії розрахункової області основи з вказівкою навантажень і умов руху компонентів ґрунту на її межі.

Основні – це схеми **компресійного стиснення, напівпростору, простору, напівплощини, площини і шару скінченної товщини.**

Крім того, при розв'язанні задач з механіки ґрунтів оперують категоріями «напруження» та «деформація». Більш детально теорія напружень і деформацій буде розглянуто у розділі 13.

У механіці ґрунтів і фундаментобудуванні під терміном **«деформація»** розуміють **відносні деформації основи**, а також **осідання, крен, прогини, вигини фундаментів і так далі.**

Для математичного описання відносних деформацій існують відповідні залежності: Алмансі, Генкі, Гріна, Коші та Свейнгера.

Студентам рекомендується самостійно ознайомитись з наступними нормативними документами:

✓ ДБН А.2.2-3:2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво. Зі Змінами № 1 та № 2.

✓ ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення.

✓ ДСТУ Б А.1.1-25-94 Ґрунти. Терміни та визначення.

Контрольні запитання та завдання до Розділу 2

1. Що називають ґрунтовою основою.
2. Які ґрунтові основи Ви знаєте?
3. Що таке інженерно-геологічний елемент?
4. Що таке фундамент? Назвіть його основні елементи.
5. Назвіть типи фундаментів.
6. Що таке паля і ростверк? Дайте визначення.
7. З яких елементів складається фундамент неглибокого закладення і його основа?
8. З яких елементів складається пальовий фундамент?

9. Дайте опис шарам ґрунту, на який спирається фундамент. Чим відрізняється шар ґрунту від пласта?
10. Що таке механічна модель? Дайте визначення моделі.
11. У якому порядку відбуваються геотехнічні дослідження?
12. Що є об'єктом і предметом досліджень у геотехніці?
13. Що таке управляючі параметри в моделі? Якою є їх припустима кількість?

РОЗДІЛ 3. ГЕОЛОГІЧНА БУДОВА ОСНОВ І КЛАСИФІКАЦІЯ ҐРУНТІВ

3.1 Загальні відомості

Будівлі і споруди зазвичай не часто розташовуються на однорідних ґрунтових основах. Як правило, ґрунти в основах неоднорідні, мають складну будову і, відповідно, фізико-механічні характеристики, які відрізняються по глибині залягання. Однорідні частини геологічного середовища, як це було зазначено вище, називають інженерно-геологічними елементами. При визначенні границь між інженерно-геологічними елементами спочатку вибудовують геологічну гіпотезу щодо розподілу ґрунтової товщі. При цьому спочатку проводять границі між ґрунтами різного походження, потім між ґрунтами різного найменування всередині кожного вікового комплексу і, нарешті, між ґрунтами різного стану. Схематизація геологічної будови ґрунтової основи є дуже відповідальною задачею, від правильного рішення якої у подальшому залежить ефективність всього комплексу проєктувально-будівельних робіт.

Інженерно-геологічні елементи формують у гуртовому масиві геологічні тіла. Найбільш поширеною формою залягання осадових порід морського, озерного походження є пласт.

Пласт – це однорідне геологічне тіло, яке в межах області забудови обмежене двома приблизно паралельними площинами. При їх пересіченні – це має місце при континентальних відкладеннях – кажуть про виклінювання пласта. В середині пласта ґрунт є однорідним, але не обов'язково одного стану. Так, наприклад, верхня частина його може бути у сухому стані, середня – у вологому, а нижня – у обводненому. Положення границі між ґрунтами, що знаходяться у різному стані, може з часом змінюватися на відміну від границі між пластами різного найменування.

Лінзою називають однорідне в межах області забудови геологічне тіло, яке обмежене замкнутою поверхнею у формі лінзи. Лінзи і пласти мають, зазвичай,

горизонтальне або слабо похиле розташування. Якщо відома пляма забудови, то під виразом «область забудови» розуміють частину ґрунтового масиву (основи), в межах якої відбуваються деформації від ваги будівлі. Потужність пластів і лінз може бути від одного метра до десяти і навіть до тридцяти. Якщо потужність таких геологічних утворень перевищує тридцять метрів, то в геотехнічних моделях вони розглядаються, як напівпростір.

Якщо потужність пласта є меншою за півметра, то таке геологічне утворення має назву *пропластка*. В геотехнічних моделях пропласток зображується, як площина або поверхня.

Поряд з однорідними геологічними тілами виділяють і неоднорідні, такі, як зона вивітрювання, зона промерзання, зона тріщинуватості. *Зона* – це область переходу від ґрунтів з одними властивостями до інших.

Слід зазначити, що визначити границі переходу між різними геологічними тілами не завжди просто, оскільки вони встановлюються по обмеженій кількості початкової інформації. Наприклад, обмеженою може бути кількість розвідувальних свердловин. Але оскільки геологічний розріз є основою для подальшого проектування основи і фундаменту відповідної будівлі або споруди, то визначення границь між геологічними тілами є достатньо відповідальним етапом пошуково-розвідувальних робіт.

3.2 Систематизація та класифікація ґрунтів

Ґрунтами, як уже зазначалось, називають гірські породи, які використовують під час будівництва як основу (будівлі і споруди), середовище (підземні виробки) або матеріал (греблі).

Ґрунти залягають безпосередньо у приповерхневому шарі землі і складаються з материнської гірської породи, яка під дією вітру, сонячного випромінювання, впливу живих організмів і рослинної органіки перетворилась на особливе геологічне утворення. На фізико-механічні властивості таких

утворень суттєво впливає те, якою була та сама материнська порода, які властивості були їй притаманні.

Гірські породи можуть бути представлені одним типом мінералу (галіт, гіпс, вапняк), або закономірно побудованою сукупністю різних мінеральних часток, які скріплені цементуючою речовиною (граніт, базальт, габро). Таких закономірностей у геологічному середовищі хоча і досить багато, але все-таки кількість їх є досить обмеженою. Це має велике значення для будівництва, бо дозволяє класифікувати ґрунти, як різновид гірських порід, виділити їх типові ознаки і для різних інженерно-геологічних умов розробити типові конструкції фундаментів. Так, наприклад, для слабких водонасичених порід ще в давнину стали використовувати пальові фундаменти. В умовах залягання лесових ґрунтів були розроблені спеціальні технології підготовки основи. У зв'язку з цим, перед тим, як проєктувати фундаментні конструкції, необхідно детально вивчити фізичні, геологічні і гідрогеологічні особливості ґрунтової основи в межах будівельного майданчика.

Для забезпечення взаємного порозуміння між різними за профілем спеціалістами – геологами, геотехніками, проєктувальниками, будівельниками – пропонуються класифікації ґрунтів за різними класифікаційними ознаками. Це дозволяє розділити ґрунти на різні ієрархічні рівні; класи, групи, підгрупи, типи, види, різновиди. Оскільки ґрунти, як природні утворення, розташовані просторово таким чином, що можуть плавно міняти свої фізико-механічні характеристики, то границі цих ознак розмиті і є доволі умовними. За цієї причини класифікації, що прийняті у різних країнах, не завжди співпадають.

Як це прийнято у світовій класифікації, на вищому ієрархічному рівні виділяють клас високоміцних природніх скельних ґрунтів і клас природніх низькоміцних дисперсних ґрунтів. Окрім того, в окремі класи виділено природніх довічномерзлі ґрунти і ґрунти техногенного походження. У кожному класі по характеру внутрішніх зав'язків виділяють групи ґрунтів. Наприклад, у першій групі – скельні і напівскельні, звязні і сипучі. Дисперсні ґрунти типізуються на мінеральні (глинисті, піски, грубоуламкові), органо-мінеральні (мули,

сапропелі), органічні (торфи). Подальший розподіл на різновиди виконується на основі зернового складу, числа пластичності, показника текучості і т.і. В багатьох випадках обґрунтоване віднесення конкретного ґрунту до визначеного виду або різновиду дозволяє визначити орієнтовно показники його будівельних якостей, які використовуються у попередніх розрахунках і проєктуванні простих споруд. В Україні повну класифікацію ґрунтів представлено в ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація.

Деякі класифікації ґрунтів наведено нижче.

3.3 Класифікація ґрунтів за походженням

Закономірності просторового розташування складових елементів у гірських породах суттєво пов'язані з умовами їх походження. В інженерній геології детально вивчено походження ґрунтів для різних умов. Так, всі ґрунти поділяють на *природні* – магматичні, осадові, метаморфічні – і *техногенні* – ущільнені, закріплені у природньому стані, насипні і намівні.

Магматичні породи утворились в результаті охолодження і затвердіння магми. В залежності від міста її затвердіння розрізняють *інтрузивні*, або глибинні, і *ефузивні*, або такі, що вилилися на поверхню землі. До перших відносяться, наприклад, граніт, сієніт, діорит, габро; до других – діабаз, андезит, базальт і т.і.

Осадові породи утворилися при осіданні, накопичені і наступної літифікації у водному або повітряному середовищі продуктів фізичного або хімічного руйнування (вивітрювання) вихідних порід з наступним ущільненням і, часто, з цементацією осадка. Осадові відкладення поділяються на морські і континентальні. Для морських відкладень характерною ознакою є наявність підвищеного вмісту солі. До осадових порід відносять глини, аргіліти, алевроліти, крейду, мергелі и т.і. У відповідності з умовами утворення вони мають, як правило, пластовий характер залягання.

Частина осадових порід, що сформувалася в одних і тих же геологічних умовах, називається *фацією*.

Метаморфічними називають гірські породи іноді магматичної, але, переважно, осадового генезису, які були утворені в глибинах земної кори в умовах впливу високого тиску, температури, мінералізованих розчинів і газів. Це різного роду кварцити, мрамур, кристалічні сланці и т.і.

Під *мінералом* розуміють природне хімічне утворення (галіт, гіпс) або самородний елемент (золото, срібло, платина).

За складом гірські породи можуть бути простими – мономінеральними, або складними – полімінеральними. Більшість гірських порід відноситься до складних агрегатів.

Із загального числа відомих мінералів, що перевищує 3000, особливе значення при утворенні гірських порід мають не більше 20. Такі мінерали мають назву *породоутворюючих*. До них відносять:

- ✓ групу кварцу (кварц, кремій, халцедон і ін.);
- ✓ силікати (польові шпати, слюди, амфіболи, піроксени і ін.);
- ✓ карбонати (кальцит, доломіт і ін.);
- ✓ гідрофільні глинисті (каолініт, монтморилоніт, іліти і ін.);
- ✓ гідрофобні (гіпс, галіт і ін.).

Властивості порід суттєво залежать від того, у якому співвідношенні знаходяться мінерали, які їх складають. Підвищений вміст мінералів двох останніх груп призводить до пониженої міцності, яка значно змінюється у присутності води. Найбільшу міцність мають кварцові породи з кременистою цементацією (кременисті пісковики, кварцити). Доволі міцними є силікати з незначним вмістом слюди і карбонатні породи.

В залежності від генезису гірські породи за розмірами, умовам контактування і розташуванню у просторі складових елементів розділяють на *кристалічні, аморфні і уламкові*.

Кристалічними можуть бути як магматичні, так і осадові породи. До них же належать і органогенні породи. До групи осадових кристалічних порід відносять сіль, гіпс, ангідрит, вапняки, крейду, доломіти.

Гірські породи аморфної будови значно менше поширені, ніж кристалічні. До них належить природне скло – обсидіан – і породи, що мають тонкокристалічну або неповнокристалічну будову, наприклад, кремені.

Уламкові породи більш поширені у природі. Вони виникають в результаті вивітрювання, переносу уламків під дією води або вітра і подальшої метаморфізації.

Як правило, основа під будівництво фундаменту складається з декількох типів ґрунтів, які складним чином розташовані у просторі. Закономірності складу і будови ґрунтів пов'язані, перш за все, з їх походженням (генезою). На цій підставі складаються відповідні класифікації: за генезою, за зерновим складом, за структурою і т.і.

Ґрунти утворюються з:

- ✓ первинних мінералів (кварц, польові шпати, слюда і т.і.);
- ✓ вторинних глинистих матеріалів (монтморилоніт, каолініт);
- ✓ солей (сульфати, карбонати);
- ✓ органічних речовин.

Механіка ґрунтів, як відзначалося раніше, вивчає переважно так звані пухкі ґрунти, що утворилися в результаті процесів фізичного та хімічного вивітрювання масивних кристалічних порід. Зазвичай, це породи магматичного походження. Відповідно до характеру переміщення водяними потоками та вітром продуктів руйнування гірських порід розрізняють наступні генетичні типи ґрунтів:

- ✓ *елювіальні* – відкладення на місці свого первісного утворення;
- ✓ *делювіальні* – відкладення, які переміщуються водяними потоками поза постійними гирлами річок та залишаються на схилах первісних геологічних утворень;

- ✓ **алювіальні** – відкладення, які переносять струмки та ріки на великі відстані від місця первісного залягання;
- ✓ **дельтові** – відкладення, що утворені в результаті впадіння водних потоків у водні басейни;
- ✓ **морські** – відкладення, які накопичуються на дні морів із часток, що приносять водяні потоки (ріки);
- ✓ **льодовикові** – відкладення, що утворені в результаті руйнування порід під впливом відступаючих льодовиків;
- ✓ **еолові** – відкладення найдрібніших часток порід, які переносяться вітром на великі відстані.
- ✓ Всі ці види ґрунтів відзначаються складністю їх фізичної природи та надзвичайною різноманітністю будівельних властивостей.

3.4 Класифікація ґрунтів за зерновим складом

Пухкі ґрунти являють собою складні дисперсні тіла. Вони складаються із сукупності частинок і часток твердої речовини і пор. Пори можуть бути цілком заповнені або водою, або газами (повітря, пари води). У цьому випадку ґрунт називають **двофазним**. У більшості ж випадків пори ґрунту частково заповнені водою і частково газами. Такі ґрунти називають **трифазними**. Деякі дослідники виділяють у складі ґрунтів **біоту** – живу речовину, тобто мікроби, бактерії тощо. Але на цей час вплив біоти на властивості ґрунтів детально не вивчений, тому її наявність у відповідних моделях зазвичай не враховується.

В природних умовах число складових ґрунту може бути менше трьох. Наприклад, у спекотних країнах ґрунт складається із двох компонентів – газової і твердої. При цьому нижче рівня підземних вод ґрунт також складається із двох компонентів – рідкої і твердої. В умовах будівництва однофазні системи у ґрунтах можуть переходити у двофазні, а двофазні у трьохфазні системи. При цьому міцність таких ґрунтів понижується.

Гази у ґрунтах можуть знаходитись у вільному стані, сполучаючись з атмосферою, у замкнутому просторі у вигляді пухирців або розчиненому у воді. Внаслідок зміни тиску у рідині пор і температури газ може виділятися (конденсуватися) із рідини (води) або, навпаки, розчинюватися в ній. Пухирці газу, що розчинені у рідині, прискорюють стискування скелета ґрунту, гази ж, що сполучені з атмосферою, не впливають на швидкість стискування ґрунту.

На властивості ґрунтів значно впливає мінеральний і хімічний склад речовини, з яких вони складаються, включаючи активну біоту. Хімічні, фізичні і біологічні процеси, що протікають у ґрунтах, органічно пов'язані між собою у єдиний геологічний процес і можуть суттєво змінювати властивості ґрунтової основи як під час будівництва, так і під час експлуатації будівель і споруд.

Тверді частки ґрунту (*кістяк*) складаються із частинок різної величини. Від розмірів, форми, стану поверхні і петрографічного складу частинок залежать механічні властивості ґрунтів. Розрізняють два основних види частинок: *компактної форми* (піщані ґрунти) і *пластинчастої форми* (глинисті ґрунти).

В інженерній геології прийнятими є найменування частинок, що наведені у табл. 3.1. Кожне з найменувань частинок і часток має свої особливості, що впливають на фізичні та механічні властивості ґрунтів, які містять у своєму складі цей вид частинок або часток. Ступінь цього впливу залежить від відсоткового вмісту даного виду частинок у складі ґрунту.

Таблиця 3.1 – Назви та відповідний розмір частинок ґрунтів

<i>Назви частинок ґрунтів</i>	<i>Розмір частинок, мм</i>
Каміння	>100
Галька, щебінь	100...20
Гравій, хрящ, жорства	20...2
Піщані зерна	2...0,5
Пиловидні частки	0,05...0,005
Глинисті частки	0,005...0,00025
Колоїдні частки	<0,00025

Дуже важливо відзначити наступні властивості наведених у табл. 3.1 зернових фракцій.

1. Галька, щебінь, гравій, хруст, жорства мають мінеральний склад материнської породи. Їх наявність у ґрунтів знижує зв'язність, пружність ґрунту, збільшує внутрішню тертя, підвищує водостійкість щодо розмивання, суфозії, вилуговування.

2. Піщані зерна складаються головним чином із якогось одного мінералу, найчастіше – кварцу. Наявність у ґрунті піщаних частинок також зменшує зв'язність, стисливість та пружність ґрунту, підвищує внутрішню тертя у ґрунті, його здатність розмокати та розмиватися, знижує можливість розм'якшуватися.

3. Глинисті частки чи зерна являють собою за мінеральним складом в основному частки вторинних мінералів, які утворені хімічними процесами при вивітрюванні гірських порід. Вторинні мінерали і, відповідно, глинисті зерна сильно розрізняються між собою за взаємодією з водними розчинами. Глинисті зерна мають кристалічну будову, досить малі розміри і пластинчасту, лускоподібну або голчасту форму. Такі різновиди форми утворюють високу питому поверхню.

Під питомою поверхнею розуміють загальну поверхню часток, що містяться в одному кубічному сантиметрі ґрунту. Піщані частки мають питому поверхню до 0,05 м²/г, глинисті частки каоліну – 10 м²/г, у монтморілоніта – до 800 м²/г.

Вміст у ґрунті глинистих часток додає йому зв'язності, підвищує стисливість, пружність, капілярність, знижує водопроникність, надає ґрунту властивостей пластичності, здатності набухати при зволоженні.

4. Пиловидні частки посідають проміжну ланку між глинистими та піщаними. За мінеральною природою великі пиловидні подібні до піщаних, а дрібні – до глинистих. Відповідно до їх різноманітності пиловидні частки по-різному впливають на властивості ґрунтів. Найчастіше їх вміст у ґрунті знижує зв'язність, прискорює здатність розм'якшуватися та розмокати, підвищує

можливість вимиватися та сприяє виникненню рухливості у ґрунті через вплив на нього зовнішніх сил.

5. Колоїдні частки збільшують питому поверхню ґрунту. Вони утворюють навколо пиловидних та глинистих частинок пружні плівки, які поглинають та утримують воду, підвищують набухання, зчеплення та пластичність ґрунтів.

Більшість пухких ґрунтів містять зерна або частки двох, трьох і більше видів. Тому подальша їх класифікація відбувається за вмістом у одиниці його ваги часток різного виду, що наведена у табл. 3.2.

Таблиця 3.2 – Типи ґрунтів

<i>Тип ґрунту</i>	<i>Характерний розмір частинок, мм</i>	<i>Зміст частинок більший за характерний розмір % по масі</i>
ГРУБОУЛАМКОВІ		
Бриловий (валун)	200	>50
Щебенистий (галечниковий)	10	>50
Дресвяний (гравієвий)	2	>50
ПІЩАНІ		
Гравелистий	2	>25
Великий	0,5	>50
Середній	0,25	>50
Дрібний	0,1	75 і більш
Пилуватий	0,1	<75
ГЛИНИСТІ		
Супіски	0,005 ≤	3,10
Суглинки	0,005 ≤	10,30
Глини	0,005 ≤	>30

Наприклад, глинисті ґрунти залежно від вмісту в них глинистих часток підрозділяють на супесі – 3-10 %, суглинки – 10-30 % і глини – більше 30 %.

Зерновий склад неоднорідних ґрунтів можна охарактеризувати у вигляді графіків (рис. 3.1) з переліком фракцій і їх відсоткового вагового вмісту. Для побудови графіків по осі абсцис відкладають діаметри частинок, а по осі ординат

– вміст кожної фракції у відсотках від загальної ваги, починаючи з найдрібнішої, у послідовному порядку. Крива, яку одержують у такий спосіб, називається *кривою зернового складу*.

Після побудови кривої для різних ґрунтів можна шляхом порівняння судити про їх зерновий склад. Крива зернового складу дозволяє сформулювати поняття *ефективного діаметра частинок* і *коефіцієнта неоднорідності ґрунту*, які мають велике значення для дослідження ґрунтів.

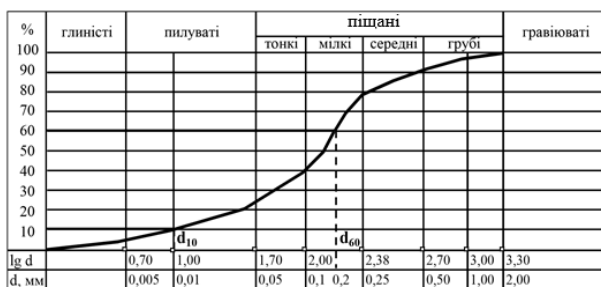
Ефективний діаметр дорівнює діаметру тієї фракції, вміст якої разом з усіма більш дрібними фракціями складає 10 відсотків (d_{10}) від загальної ваги.

Коефіцієнт неоднорідності є відношенням абсциси ефективного діаметра (d_{60}) до абсциси, що відповідає 10 відсоткам діаметра (d_{10}), тобто

$$K_n = \frac{d_{60}}{d_{10}}. \quad (3.1)$$

Чим більше значення K_n , тим зерновий склад ґрунту є більш неоднорідним. Змінюється величина K_n від 1,0 (піски) до 200 (глини).

а)



б)

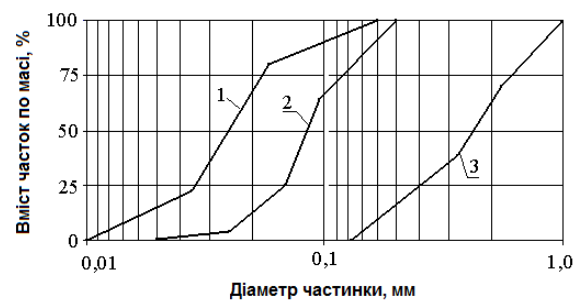


Рисунок 3.1 – Крива зернового складу ґрунту: а) ідеалізований графік неоднорідного ґрунту з кривою зернового складу; б) схематичні криві зернового складу піщаного ґрунту: 1 - пісок пилуватий; 2 - те ж саме, дрібний; 3- те ж саме, великий

При k_n більше 3 ґрунт вважається неоднорідним. Різний зерновий склад впливає на багатоманітність фізико-механічних властивостей ґрунтів. Якщо врахувати, що ця багатоманітність збільшується через різний вміст у них води і повітря, стає зрозумілою складність оцінки властивостей пухких ґрунтів для використання їх як основи будівель і споруд.

Глинисті ґрунти можуть за генезою бути як **недоуцільненими, нормально ущільненими і переуцільненими**. Недоуцільненими називають ґрунти пористість яких набагато нижча, ніж та, що відповідає прикладеному навантаженню. Це, перш за все, різного роду лесові ґрунти. Нормально ущільнені – це такі ґрунти, пористість яких відповідає їх щільності і діючому навантаженню. Переуцільненими називають ґрунти, які при своєму природному формуванні знаходяться під дією природного тиску більшого, ніж у поточний час. Переуцільнення зазвичай має місце, коли породи повністю консолідовані під дією розташованої вище ваги порід, які з часом були за якихось причин видалені. Наприклад, на поверхні ґрунту знаходився суттєвий шар льодовика, який з часом перемістився або розтанув. Осадкові породи, такі як аргіліти або алевроліти, вище яких відкладення відсутні або мають незначну потужність, являють собою типовий приклад переуцільнених порід. Більшість нерозуцільнених і нормально ущільнених ґрунтів мають низьку міцність, а переуцільнені відрізняються високою міцністю.

Органічна складова у ґрунтах знаходиться у вигляді мікроорганізмів, коренів рослин і гумусу. На рівнинних площах у поверхні має місце ґрунт, який у своєму складі містить від 0,5 до 5 відсотків органічних сполук. В ній на кожний грам ґрунту приходиться декілька мільярдів мікроорганізмів. Саме для цього шару ґрунту характерна концентрація життя на Землі, найбільший різновид і різноманітність біологічних процесів. При відмиранні рослин і організмів утворюється гумус – специфічна органічна речовина, у якій основну роль виконують високомолекулярні органічні кислоти, що знаходяться у колоїдному стані (гумінова кислота та ін.). Гумус немовби збільшує глинистість ґрунту.

Колоїдна активність гумусу вище, ніж навіть у глинистих мінералів. За М.М. Філатовим 1 % гумусу приблизно дорівнює 1,5 % глинистих часток.

3.5 Класифікація ґрунтів за структурою і текстурою

З походженням гірських порід, як початкового матеріалу для утворення ґрунтів, тісно пов'язані їх петрографічні характеристики: **структура** і **текстура**.

Під **структурою** розуміють особливості внутрішньої будови гірської породи, що обумовлені величиною і формою складових елементів (частки, пори), ступенем кристалізації часток, а також характером зав'язків між ними. Розрізняють *порфірову, приховано кристалічну, склоподібну, губчасту, уламкову* та інші *типи структур*. При однаковому мінеральному складі дрібнозернисті породи мають більш високу міцність порівняно з крупнозернистими. В масивно-кристалічних породах міцність зав'язків часто вища за міцність мінеральних частинок, які при навантаженні руйнуються першими. Деякі типи кристалічних структур наведено на рис. 3.2.

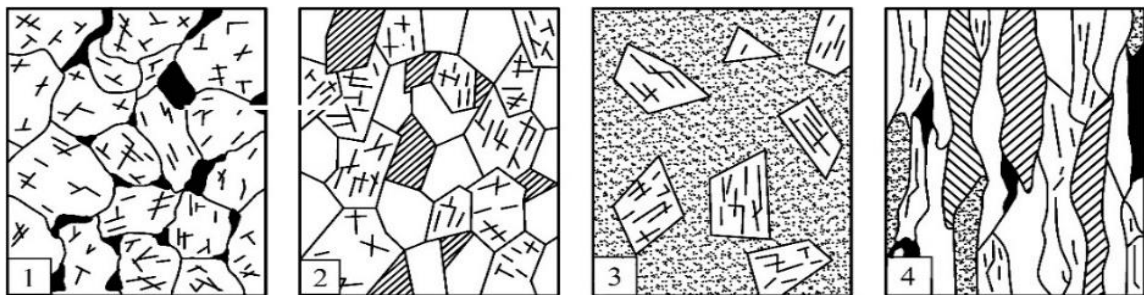


Рисунок 3.2 – Типи кристалічних структур: 1 – рівномірно зерниста; 2 – різнозерниста; 3 – порфірова; 4 – волокноподібна

Уламкові породи підрозділяють на чотири структурні групи: грубоуламкові (псефіти), піщані (псаміти), дрібноземисті (алеврити) і глинисті (пеліти).

Серед уламкових порід розрізняють пухкі і цементовані, які у свою чергу розрізняють по характеру часток - кутоваті або окатані. Цементовані

накопичення кутоватих часток називають *брекчіями*, а зцементовані накопичення окатаних часток – *конгломератами*.

Серед піщаних порід також зустрічаються пухкі і зцементовані. До пухких порід відносять піски, які в залежності від складу мінеральних частинок бувають кварцовими і поліміктовими. Перші складаються тільки із частинок кварцу, другі – із частинок різних мінералів.

Піски розрізняють ще і за розмірами частинок: крупнозернисті (1-0,5 мм), середньозернисті (0,5-0,2 мм) і дрібнозернисті (0,2-0,1 мм), а також однорідні (розмір частинок постійний) і різнозернисті (розмір частинок різний).

Зцементовані піщані породи (псаміти) називають пісковиками. Пісковики розрізняють по складу мінералів, що їх утворюють, розмірам частинок і по цементу, що їх зв'язує. В залежності від розмірів частинок пісковики також, як і піски, бувають крупнозернисті, середньозернисті, дрібнозернисті, рівномірно зернисті і різнозернисті.

Дрібноземисті породи (алеврити) займають проміжне положення між піщаними і глинистими. До цих порід відносять, головним чином, осадки континентального походження: супісі, суглинки і лес.

До глинистих порід (пелітів) відносять глини, аргіліти і глинисті сланці.

Аргіліти зазвичай зцементовані халцедоном (SiO_2), внаслідок чого вони мають високу міцність, їх ще називають камнеподібними глинами. Якщо аргіліт легко розколюється вздовж площини сланцюватості, то він має назву – глинистий сланець.

Для уламкових гірських порід особливо важливим з точки зору їх механічних властивостей є склад і будова цементів, що зв'язують окремі уламки в єдине ціле. За складом цементуючі речовини бувають: кременисті (цемент з SiO_2 або $\text{SiO}_2 \cdot \text{NH}_2\text{O}$), вапнякові (цемент з CaCO_3), залізисті (цемент з $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{NH}_2\text{O}$ або FeCO_3), глинисті (цемент з глинистої речовини). На рис. 3.3 показано різні типи структур цементів.

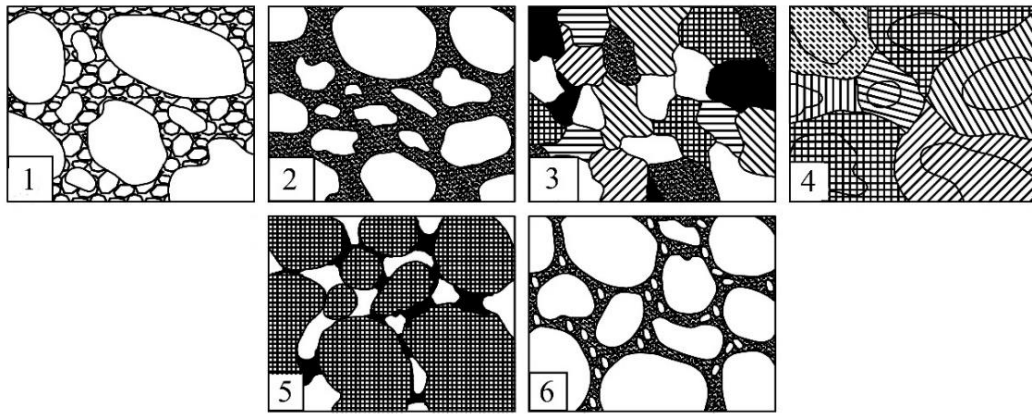


Рисунок 3.3 – Характерні типи структур цементів: 1 – монокристалічний; 2 – полікристалічний; 3 – регенераційний (цемент розростання); 4 – те ж, але без слідів початкових частинок; 5 – цемент механічного заповнення пор; 6 – контактний

Монокристалічний цемент відрізняється тим, що його кристали значно крупніше уламків, тому останні здаються такими, що занурені в цемент.

Полікристалічний цемент сам складається з великої кількості кристалічних частинок, які розміщуються між уламками і тісно прилягають одне до одного.

Регенераційний цемент характерний для кварцитів, що мають найбільшу міцність серед осадових порід. У цьому випадку окремі зерна кварцу намагаються поновити свої кристалографічні обриси за рахунок цементу, який має аналогічний склад (SiO_2).

Цемент механічного заповнення є найменш міцним і виникає в результаті заповнення вільного простору між уламками, головним чином глинистим матеріалом.

Широко поширеним серед осадових уламкових порід є контактний цемент, який концентрується тільки на місцях контакту уламків. При цьому у породі лишається багато вільного простору, який займають пори. Породи з кременистим контактним цементом мають високу міцність.

Структура ґрунтів, яка також визначається взаємним розташуванням частинок, величиною пористості, кількісним співвідношенням фракцій, формою частинок та пор (рис. 3.4), суттєво впливає на їх фізико-механічні властивості.

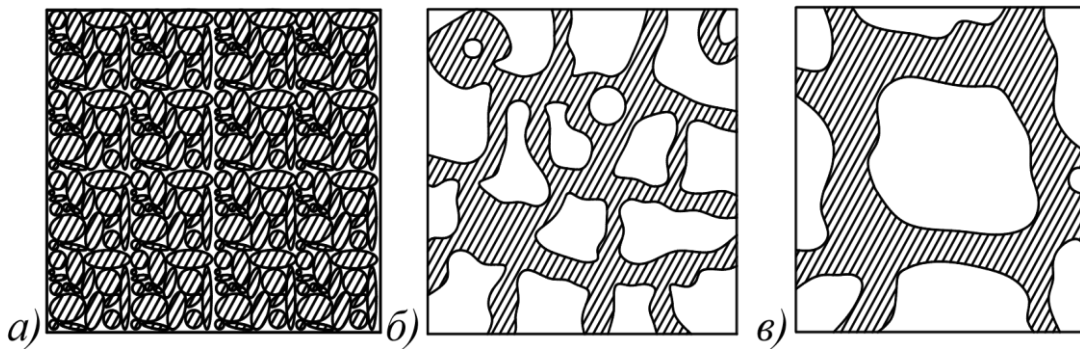


Рисунок 3.4 – Основні типи структури ґрунтів: а) зерниста;
б) стільникоподібна; в) пластівчаста

Сипучі ґрунти мають зернисту структуру двох видів – *щільну* та *пухку*.

У зв'язних ґрунтах переважають чотири структури:

Ніздрювата – властива пиловидним ґрунтам, мулам, які утворилися шляхом осідання з води.

Пластівчаста – характерна для глинистих ґрунтів осадочного походження, які містять у значній кількості лускоподібні частки.

Грудкувата – утворюється з верхніх шарів зв'язаних ґрунтів, де відбуваються процеси ґрунтоутворення.

Стільникоподібна – спостерігається у лесах та лесоподібних суглинках.

Текстура гірських порід характеризує закономірності у просторовому розподілі структурних елементів, наприклад, масивна текстура, шарувата, сланцювата та ін.

Основною текстурною ознакою осадкових порід є шаруватість, яка виникає у процесі їх утворення. Шаруватість порід пов'язана з особливостями осадконакопичення і виникає за рахунок того, що зерна однакового складу змінюються у вертикальному напрямі, а також за рахунок чередування частинок різного складу при орієнтації деяких з них у визначеному напрямі (рис. 3.5).

Анізотропія ґрунтів головним чином обумовлена їх шаруватістю. Розрізняють *мікروشаруватість*, тобто шаруватість в межах однієї літологічної різниці, і *макروشаруватість* – наявність неоднакових літологічних різниць, що складають ґрунтовий масив. Мікروشаруватість в свою чергу оцінюють за

геометричними ознаками – паралельна, коса, хвиляста, переривиста – та за різкістю прояву – неясна, ясно видима тощо.

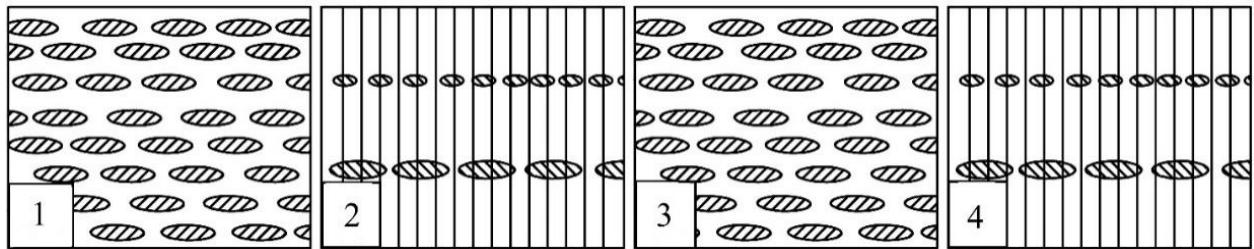


Рисунок 3.5 – Типи шаруватості. Шаруватість, яка обумовлена:

1 – дисперсністю частинок; 2 – чередуванням шарів різного мінерального складу; 3 – горизонтальною орієнтацією часток; 4 – розташуванням в одній площині будь-якого матеріалу

З шаруватістю пов'язана здатність ґрунтів розділятися на окремі шари, або розшаровуватися. Чим слабше сили взаємодії на контактні шари, тим легше такі ґрунти обвалюються в оголеннях.

Ґрунтові масиви, які складені літологічними різницями, що відрізняються за властивостями, в залежності від деформаційних характеристик окремих шарів, можуть бути віднесені до двох типів:

1. Складеними шарами без різких перепадів в деформаційних властивостях.

2. З різкими змінами деформаційних властивостей при переході від одного шару до іншого.

В масивах першого типу неперервність зміни властивостей дозволяє віднести їх до суцільних. В масивах другого типу в шарах більш жорстких деформації зсуву раніше досягають граничних значень і призводять до руйнування, в той же час як в пластичних шарах руйнування не відбувається. Така скачкоподібність механічних властивостей приводить до різкої зміни напружень на контактах шарів і ґрунтовий масив не може розглядатися як суцільний. У цьому випадку методи механіки деформованого середовища можуть використовуватись лише тільки при спеціальному урахуванні граничних

умов на контактах. При цьому математична модель ґрунтового масиву значно ускладняється.

Цілісність ґрунтам надають міжчасткові зв'язки, які поєднують між собою структурні елементи. Їх поділяють на жорсткі (кристалізаційні) і пластичні (водно-колоїдні). Жорсткі зв'язки характерні для скельних ґрунтів, пластичні – для глинистих (рис. 3.6).

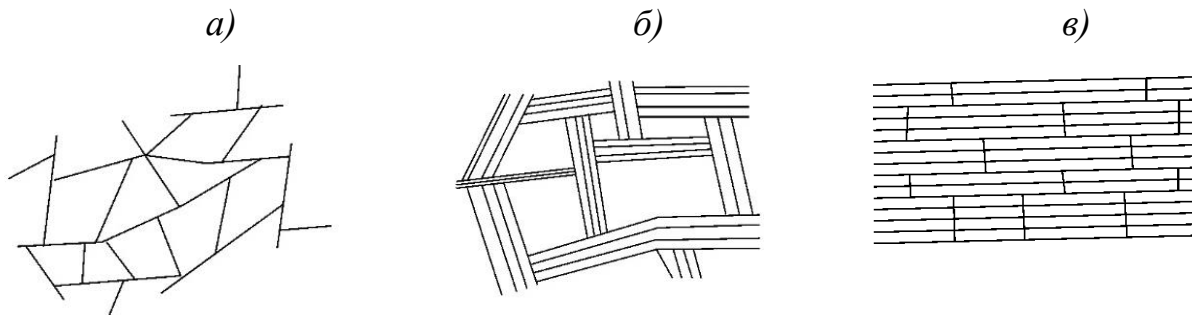


Рисунок 3.6 – Текстура глинистих ґрунтів:

- а) агрегати у формі «картковий будиночок»; б) агрегати у формі «книжковий будиночок»; в) стопкова текстура

Особливо значення має текстура глинистих ґрунтів. Наприклад, пласкі за формою глинисті частки можуть створювати текстурні агрегати, що нагадують так звані «карткові будиночки» (рис. 3.6, а). У цьому випадку між частками відкриті стільники розміром від 2-3 мкм до 10-12 мкм. Глинисті ґрунти з стільниковою текстурою є найбільш пухкими і сильностискуваними (мул та мулисті ґрунти). Може статися так, що ці частки об'єднуються в агрегати, що нагадують пачки паперу. Якщо ці агрегати стикуються між собою по типу «торець – площина», то вони утворюють текстуру типу «книжковий будиночок» (рис. 3.6,б). Якщо ж вони орієнтуються паралельно, то вони утворюють стопову текстуру, яка є найбільш щільною і міцною текстурою глинистого ґрунту (рис. 3.6,в).

3.6 Ґрунти з нестійкими внутрішніми зв'язками

Серед ґрунтів є група особливих геологічних утворень, будівництво на яких потребує особливої уваги і відповідних технологій. До них відносять **лесові, набухаючи, слабкі водонасичені глинисті, засолені, насипні, торфи і заторфовані ґрунти**. При різних генетичних умовах всі вони мають однакову особливість – різке послаблення структурних зав'язків у процесі будівництва або експлуатації, що призводить до зниження несучою здатності ґрунтової основи і, як наслідок, до недопустимих деформацій будівлі або споруди. Причина таких негативних процесів полягає у тому, що такі ґрунти мають дуже слабкі структурні зв'язки, які легко руйнуються за різних причин. Такі ґрунти називають *структурно-нестійкими*.

Лесові ґрунти. Більше 30 % території України покрито лесовими ґрунтами. Їх потужність коливається від декількох метрів до 10-30 м. Лесові ґрунти, що мають еолове походження, за своїми структурно-текстурними характеристиками, складом і фізико-механічними характеристиками суттєво відрізняються від інших видів ґрунтів. Тверді частки лесових ґрунтів на 80-90 % складаються з частинок кварцу, польового шпату і легкорозчинних глинистих мінералів. За кусковатістю 60-90 % твердих часток відносяться до пилюватих, останні – до глинистих, і значно рідше до піщаних фракцій. За гранулометричним складом леси відносяться до пилюватих супісєй і суглинків. Вологість лесових ґрунтів у природньому стані не перевищує 0,08-0,16. Пористість сухих лесових ґрунтів складає 0,4-0,5 і більше. Для них характерним є наявність крупних пор, що видно неозброєним оком. Їх розмір перевищує розмір твердих часток. При такому співвідношенні розмірів пор і часток цілісність ґрунту обумовлена наявністю цементації легкорозчинними речовинами (CaCO_3 , CaSO_4 , $2\text{H}_2\text{O}$, NaCl та ін.). Їх замочування призводить до руйнування структурних зав'язків, вертикального ущільнення і втрати міцності, що супроводжується великими (десятки сантиметрів) просадками на поверхні.

Такі ґрунти ще називають *просадочними*. Будівництво на них вимагає особливих підходів, особливих технологій.

Набухаючі ґрунти. До набухаючих відносять глинисті ґрунти з великим вмістом гідрофільних глинистих мінералів (монтморілоніт, каолініт, гідрослюди) і малою вологістю у природному стані. Набухаючі ґрунти відрізняються збільшенням об'єму при намоканні і усадкою при висиханні. Збільшення вологості набухаючих ґрунтів призводить до підйому розташованих на них фундаментів і розвитку негативного тертя у випадку пальових фундаментів. Величина такого підйому може сягати 600 мм і більше. Усадка ґрунту після висихання визиває осадку будівель. Іноді виникає небезпека від горизонтального тиску набухання на підземні елементи конструкцій. Такі переміщення ґрунту викликають додаткові небажані деформації надфундаментних конструкцій.

Слабкі водонасичені глинисті ґрунти. До них зазвичай відносять мули, стрічкові глини, водонасичені лесові ґрунти і деякі інші види глинистих ґрунтів. Характерними особливостями таких ґрунтів є їх висока пористість у природному стані насиченість водою, невелика несуча здатність і значна деформованість.

Мулами називають водонасичені сучасні осадки водоймів, що виникли при наявності мікробіологічних процесів. Коефіцієнт пористості мулів перевищує 0,9, а вологість – межу текучості. Прісноводний мул називають сапропелем. Потужність мулових відкладень може сягати десяти метрів і навіть набагато більше. Вони залягають у водоймах або безпосередньо під поверхнею води, або під шаром піску невеликої потужності. З глибиною їх пористість і вміст органіки зменшуються, зростає міцність і вони поступово переходять у глини.

За складом мули відрізняються від інших глинистих ґрунтів наявністю підвищеного вмісту органічних залишків, які в процесі утворення породи поступово розкладаються протягом великого часу при відсутності кисню. Органічні утворення у мулах складають більше 10 % їх маси. Органічні залишки і екологічно зв'язані з ними і з водою в єдину систему мікроорганізми надають мулам особливі фізико-механічні властивості. Структура мулів легко руйнується

при статичних навантаженнях, що перевищують структурну міцність. Але з часом водно-колоїдні зв'язки у мулах відновлюються і ущільнений ґрунт зміцнюється.

Стрічкові глини – це товща ґрунтів, яка складається з близького до горизонтального перешарування тонких (сантиметр і трохи більше) прошарків піску, супісі, суглинку і глини. Сумарна потужність стрічкових глин може досягати десяти метрів і більше. До категорії особливих ґрунтів стрічкові відкладення попадають за причини текстури, своєї тонкої горизонтальної шаруватості, яка надає їм особливі властивості. Водопроникність товщі повздовж прошарків значно більше, ніж у поперечному напрямку. Так різниця у водопроникності може досягати 2-3 порядків. Високе значення пористості (коефіцієнт пористості 0,7-0,8, а може і перевищувати одиницю) і велика вологість (0,3-0,5, а може і перевищувати 0,8) свідчать про їх невелику міцність і здатність до великих деформацій під навантаженням.

Торф і заторфовані ґрунти. Торфом називають болотні органічні відкладення, які не менше ніж на 50 % складаються із органічної речовини, яка знаходиться на різних стадіях розкладання. Остання обставина робить торф дуже неоднорідним за складом і властивостями, особливо торф з різних болот.

Органо-мінеральні утворення – це піщані, пилуваті і глинисті утворення, які містять торф у кількості 10-50 % по сухій масі. Їх називають ще заторфованими ґрунтами. Несуча здатність основ з торфів і заторфованих ґрунтів вкрай невелика. Будівництво на них є небажаним.

Засолені ґрунти. Цей тип ґрунтів є досить поширеним на території України. До цього різновиду відносять великоуламкові, піщані і глинисті ґрунти, які містять визначену кількість легко- і середньорозчинних солей. До легкорозчинних відносять хлористі, сірчано-кислі і карбонатні солі натрію, калію і магнію; до середньорозчинних – сульфат кальцію, ангідрит, кальцит і ін. Основну небезпеку будівництва на таких ґрунтах становить винос підземними водами солей (хімічна суфозія), пов'язане з цим руйнування текстури і, як

наслідок, нерівномірність осадок поверхні, що може призвести до руйнування надфундаментних конструкцій.

Насипні ґрунти. До насипних відносять природні ґрунти з порушеною структурою, а також мінеральні відходи промислового виробництва, тверді побутові відходи, що утворені відсипкою або гідронамивом. Функціонування міста з населенням в один мільйон призводить до генерації відходів, що розміщуються на площі в 40 гектарів шаром товщиною в два метри. Поверхня, на якій складуються насипні ґрунти зазвичай нерівномірна за рельєфом, тому і потужність таких відкладень також є складною, що приводить до нерівномірної її осадки. В таких ґрунтах ще багато років можуть протікати біологічні процеси, які змінюють фізико-механічні властивості основ. Будівництво на таких ґрунтах має ті ж особливості, що і на заторфованих площах.

3.7 Інженерна оцінка стану ґрунтів в основі

Зважаючи на велику різноманітність ґрунтів розроблена спеціальна система їх класифікації, яку затверджено у ДСТУ Б В. 2.1.-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація (Посилання: Видання офіційне. Державний комітет України у справах містобудування і архітектури. Київ. 1997. – 51 с.). Це дозволяє при видачі інженерних прогнозів значно скоротити час ухвалення рішень.

Інженерну класифікацію ґрунтів побудовано наступним чином.

1. Всі ґрунти за загальним характером структурних зв'язків розбиті на **класи**. Розрізняють **скельні і нескельні** класи ґрунтів.

2. В межах кожного класу ґрунти розбивають на **групи**. При цьому враховують **походження ґрунту, характер його структурних зв'язків і міцності властивості**. Розрізняють такі основні групи ґрунтів:

- ✓ скельні магматичні;
- ✓ скельні метаморфічні;
- ✓ скельні осадкові зцементовані;

- ✓ скельні штучні;
- ✓ нескельні осадкові незцементовані;
- ✓ нескельні штучні.

3. Кожна група ґрунтів за походженням і умовам походження підрозділяється на підгрупи. Розрізняють такі основні підгрупи ґрунтів:

- ✓ магматичні глибинні;
- ✓ магматичні поверхневі;
- ✓ осадкові уламкові;
- ✓ осадкові біохімічні;
- ✓ осадкові хімічні;
- ✓ нецементовані великоуламкові;
- ✓ незцементовані піщані;
- ✓ незцементовані пілуваті;
- ✓ незцементовані глинисті;
- ✓ незцементовані біогенні;
- ✓ незцементовані ґрунти;

і так далі.

4. Кожна підгрупа ґрунту за речовим складом підрозділяється на типи. За цією ознакою розрізняють такі основні типи ґрунтів:

- ✓ пісок гравелистий;
- ✓ пісок великий;
- ✓ глина;
- ✓ супісок;
- ✓ суглинок;

і так далі.

5. В межах кожного з типів ґрунтів за структурою, текстурою і домішкам розрізняють їх **види**. Наприклад:

- ✓ пісок середньої величини щільний;
- ✓ пісок дрібний рихлий;
- ✓ супісок щербенистий;

- ✓ глина дресв'яна з домішками органіки;
- і так далі.

6. Кожен з видів ґрунту залежно від його фізичних, фізико - механічних і хімічних властивостей також включає його **різновиди**. Наприклад:

- ✓ пісок крупний насичений водою;
- ✓ пісок середній великої вологості;
- ✓ пісок дрібний засолений;
- ✓ суглинок тугопластичний;

і так далі.

Класифікація грубоуламкових ґрунтів. Найменування типу ґрунту встановлюється відповідно до табл. 3.2. При цьому їх також класифікують за **коефіцієнтом водонасичення S_r** і **вмістом заповнювача** (або домішок).

Класифікація піщаних ґрунтів. Найменування типу ґрунту встановлюється відповідно до табл. 3.2. При цьому піски також класифікують за **ступенем вологості S_r** і **вмістом заповнювача** (або домішок). При цьому вид піщаного ґрунту встановлюється по щільності складання, див. табл. 2.3.

Класифікація пилювато-глинистих ґрунтів. Відповідно до **числа пластичності I_p** визначають тип глинистого ґрунту. При цьому якщо у ньому містяться **домішки**, то до основного найменування ґрунту додається найменування частинок іншого ґрунту (наприклад, суглинок з щебенем, супісок з гравієм). Необхідно також відзначити, що назва ґрунту також залежить від процентного вмісту (по масі) у ньому частинок іншого ґрунту.

Різновид глинистого ґрунту визначається за **показником текучості I_L** .

Іноді до характеристики глинистого ґрунту додається і значення коефіцієнта пористості e .

Класифікація скельних ґрунтів. Типи скельних ґрунтів виділяються за **петрографічним складом порід**, що складають їх, вид - за **структурно-текстурними особливостями** даної породи. На відміну від нескельних ґрунтів у якості основної характеристики різновиду скельних ґрунтів за ДСТУ

приймається **межа міцності на одноосьове стиснення зразків у водонасиченому стані R_c** , яку вимірюють в МПа. Основні різновиди скельних ґрунтів представлені в табл. 3.3.

Скельні ґрунти при $5 \text{ МПа} < R_c$ МПа зазвичай називають **напівскельними**.

Таблиця 3.3 – Різновиди скельного ґрунту

<i>Найменування скельного ґрунту</i>	<i>Межа міцності на одноосьове стиснення зразків у водонасиченому стані, МПа</i>
Дуже міцні	$R_c > 120$
Міцні	$120 \geq R_c > 50$
Середньої міцності	$50 \geq R_c > 15$
Маломіцні	$15 \geq R_c \geq 5$
Зниженої міцності	$5 > R_c \geq 3$
Низької міцності	$3 > R_c \geq 1$
Вельми низької міцності	$R_c < 1$

Інформація щодо класифікаційних показників ґрунту дозволяє встановити орієнтовні значення його міцностних і деформаційних характеристик. Цей взаємозв'язок представлений, наприклад, в таблицях Додатку В ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення.

Значення даних про геологічну будову основи для будівництва. Геологічний розріз є основою для побудови розрахункової схеми взаємодії споруди і основи. Тому необхідно дуже точно визначати фізичні і фізико-механічні властивості ґрунту, а також розташування в просторі інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) основи.

В зв'язку з цим проведення інженерних досліджень регламентується відповідними нормативними документами і інструкціями. Досвід низки

проектних інститутів свідчить про те, що збільшення витрат на дослідження 5-10 % дає можливість знизити вартість фундаментів на 20-30 %.

Студентам рекомендується самостійно ознайомитись з наступним нормативним документом:

✓ ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95) Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація.

Контрольні запитання та завдання до Розділу 3

1. Навіщо потрібна систематизація ґрунтів?
2. Класифікація гірських порід за генезою?
3. Назвіть породоутворюючі мінерали.
4. Що таке фація?
5. Дайте визначення мінералу.
6. На які групи поділяються гірські породи за розмірами, умовами контактування і розташуванням у просторі складових елементів?
7. Що таке структура і текстура ґрунтів?
8. Які ви знаєте типи цементів у складі ґрунтів?
9. Яку структуру мають зв'язні і сипучі ґрунти?
10. Що таке шаруватість ґрунтів і якою вона буває?
11. Якої природи тріщини бувають у ґрунтах?
12. Якими параметрами характеризується тріщинуватість?
13. На які групи поділяються ґрунти у відповідності з характером переміщення продуктів вивітрювання?
14. Які найменування частинок прийняті в інженерній геології?
15. Як впливає зерновий склад на властивості ґрунтів?
16. Що таке «крива зернового складу»? Як її вибудовують?
17. Що таке «ефективний діаметр частинок» і «коефіцієнт неоднорідності ґрунту»?
19. Назвіть види води, яка присутня в ґрунті.
20. Яку структуру мають сипучі ґрунти? зв'язні?

21. Які ґрунти мають нестійкі внутрішні зв'язки?
22. Які особливості притаманні просадковим ґрунтам еолового походження?
23. Які особливості мають мули і насипні ґрунти? Чому на них небажано вести будівництво?

РОЗДІЛ 4. ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

З використанням фізико-механічних характеристик ґрунту в інженерній практиці виконують кількісний опис його різних властивостей та визначають деякі класифікаційні ознаки. Без знання таких характеристик неможливо виконувати дослідження геотехнічних моделей. Тому визначення фізико-механічних характеристик є важливим етапом як дослідження напружено-деформованого стану основ, так і проектування фундаментів.

4.1 Фізичні характеристики ґрунтів

Методи визначення фізичних характеристик викладені в ДСТУ Б В.2.1-17:2009. «Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних характеристик».

Ґрунтові основи характеризуються великою кількістю фізичних характеристик. Тому останні зводять в особливі групи, яким дають відповідні найменування. Розрізняють:

- ✓ Характеристики щільності, вологості і пористості ґрунту.
- ✓ Характеристики консистенції глинистих ґрунтів.
- ✓ Інші характеристики ґрунту.

4.1.1 Характеристики щільності, вологості та пористості ґрунту.

Вище було показано, що ґрунт в загальному випадку є трикомпонентною системою. В зв'язку з цим будь-який об'єм ґрунту V і його вагу P можна представити у вигляді:

$$\begin{aligned} V &= V_m + V_w + V_g \\ P &= P_m + P_w + P_g \end{aligned} \quad (4.1)$$

де V_m , V_w і V_g - відповідно об'єм твердої, рідкої і газоподібної компонент ґрунту;

P_m ; P_w і P_g - відповідно вага твердої, рідкої і газоподібної компонент ґрунту.

Далі врахуємо, що в порах ґрунту відсутня тверда речовина, а вага

поровою рідини і твердих часток ґрунту значно більше, ніж вага порового газу. В цьому випадку, об'єм пор в ґрунті визначається за формулою:

$$V_n = V_w + V_z = V - V_m, \quad (4.2)$$

а вага - за формулою:

$$P = P_m + P_w + P_z \approx P_m + P_w. \quad (4.3)$$

Тут V_n - повний об'єм пори в ґрунті, в загальному випадку частково заповненою водою і частково газом.

Фізичні характеристики ґрунту поділяють на **головні**, або експериментальні, і **розрахункові**. Головні фізичні характеристики наступні:

Питома вага ґрунту - це вага одиниці об'єму ґрунту. Його визначають за формулою

$$\gamma = \frac{P}{V} = \frac{P_m + P_w + P_z}{V_m + V_w + V_z} \approx \frac{P_m + P_w}{V_m + V_w + V_z}. \quad (4.4)$$

Питому вагу ґрунту визначають методом ріжучого кільця. Для пухких ґрунтів вона змінюється в діапазоні від 13 до $22 \frac{\kappa H}{M^3}$, а для скельних ґрунтів - в діапазоні від 18 до $30 \frac{\kappa H}{M^3}$.

Іноді замість питомої ваги ґрунту використовують його **щільність**, під якою розуміють масу одиниці його об'єму. Вона визначається за формулою

$$\rho = \frac{M}{V} = \frac{\gamma}{g}, \quad (4.5)$$

де M - маса даного об'єму ґрунту, а g - прискорення вільного падіння.

Вагова вологість ґрунту W - відношення ваги води в порах ґрунту до ваги твердих часток. Вагову вологість визначають за формулою

$$W = \frac{P_w}{P_m} = \frac{M_w}{M_m} = \frac{P - P_m}{P_m} = \frac{M - M_m}{M_m}. \quad (4.6)$$

Тут M_m ; M_w і M_z - відповідно маса твердої, рідкої і газоподібної компонент ґрунту. Вагову вологість ґрунту зазвичай визначають методом висушування до постійної маси.

Питома вага часток ґрунту γ_s - це вага одиниці об'єму твердих часток

грунту. Цей показник визначають за формулою

$$\gamma_s = \frac{P_m}{V_m} \approx \frac{M_m}{V_m}. \quad (4.7)$$

Він змінюється в діапазоні:

- ✓ для пісків - $\gamma_s = 26,8...27,2 \frac{\kappa H}{M^3}$;
- ✓ для суглинків - $\gamma_s = 26,9...27,3 \frac{\kappa H}{M^3}$;
- ✓ для глин - $\gamma_s = 27,0...27,5 \frac{\kappa H}{M^3}$.

Іноді замість питомої ваги часток ґрунту використовують **щільність часток ґрунту**, під якою розуміють масу одиниці об'єму його твердої фази. Вона визначається за формулою

$$\rho_s = \frac{M_m}{V_m} = \frac{\gamma_s}{g}. \quad (4.8)$$

Питому вагу ґрунту, його вагову вологість і питому вагу часток ґрунту завжди визначають експериментально. На їх основі яких обчислюються всі інші, **розрахункові**, характеристики.

Нижче представлені розрахункові характеристики ґрунту.

Під **питомою вагою сухого ґрунту** γ_d розуміють вагу одиниці об'єму сухого ґрунту. Її визначають за формулою

$$\gamma_d = \frac{P_m + P_z}{V} \approx \frac{P_m}{V} = \frac{\gamma}{1+W}. \quad (4.9)$$

Іноді замість питомої ваги сухого ґрунту використовують його **щільність**, під якою розуміють масу одиниці його об'єму. Щільність сухого ґрунту визначають за формулою

$$\rho_d = \frac{M}{V} = \frac{\gamma_d}{g}. \quad (4.10)$$

Пористість ґрунту n - це відношення об'єму пор до всього об'єму ґрунту:

$$n = \frac{V_n}{V} = \frac{V_w + V_z}{V} = \frac{V - V_m}{V} = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}. \quad (4.11)$$

Під **відносним вмістом твердих часток в одиниці об'єму ґрунту** m

розуміють відношення об'єму твердих часток до загального об'єму ґрунту

$$m = \frac{V_m}{V} = \frac{V - V_w - V_z}{V} = \frac{\gamma_d}{\gamma_s} = \frac{\rho_d}{\rho_s}. \quad (4.12)$$

З (4.11) і (4.12) витікає, що завжди справедливе рівність: $n + m = 1$.

Під **коефіцієнтом пористості ґрунту** e розуміють відношення об'єму пор ґрунту до об'єму його твердих часток. Його визначають за формулами

$$e = \frac{n}{m} = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{\gamma_s \cdot (1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{\rho_s \cdot (1+W)}{\rho} - 1. \quad (4.13)$$

Коефіцієнт пористості ґрунту є однієї з найважливіших характеристик і безпосередньо використовується в розрахунках. Зокрема, з його використанням визначають щільність складання піщаного ґрунту (табл. 4.1).

Таблиця 4.1 – Характеристика виду піщаних ґрунтів за щільністю складання

Тип піску	Щільність складання		
	щільні	середній щільності	пухкі
Піски гравелисті, крупні і середні	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Піски дрібні	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Піски пилюваті	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Властивості ґрунтових основ істотно залежать від того, яка частина об'єму пор заповнена водою.

Під **вологістю, що відповідає повному водонасиченню, розуміють таку вологість, при якій пори ґрунту повністю заповнені водою**. Її розраховують за формулою:

$$W_{sat} = \frac{e \cdot \gamma_w}{\gamma_s} = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s}, \quad (4.14)$$

де γ_w і ρ_w - відповідно питома вага води і її маса.

Під **коефіцієнтом водонасичення** (іноді його називають **ступенем**

вологості або ступенем водонасичення) S_r розуміють відношення об'єму води в порах ґрунту до повного об'єму пор. Він чисельно дорівнює відношенню вологості ґрунту w до його вологості при повному водонасиченні ґрунту. Його визначають за формулами:

$$S_r = \frac{W}{W_{sat}} = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}. \quad (4.15)$$

Коефіцієнт водонасичення змінюється від нуля (цей випадок відповідає повній відсутності в основі вологи) до одиниці (цей випадок відповідає повному заповненню пор ґрунту водою).

Залежно від **коефіцієнту водонасичення** розрізняють такі різновиди ґрунтів:

- ✓ маловологі $0 \leq S_r \leq 0,5$;
- ✓ вологі $0,5 < S_r < 0,8$;
- ✓ насичені водою $0,8 \leq S_r \leq 1,0$.

4.1.2 Характеристики консистенції ґрунтів (їх визначають тільки для глинистих ґрунтів). Властивості глинистих ґрунтів залежно від їх вологості можуть змінюватися від твердого до текучого стану. В даний час розрізняють три основні стани ґрунту: твердий, пластичний і текучий

Межам між цими станами відповідають деякі характерні значення вологості.

Під **вологістю на межі розкочування** w_p розуміють вологість на межі між твердим і пластичним станом глинистого ґрунту. Вона відповідає такому стану ґрунту, коли зразок, розкатаний у шнур діаметром 2 мм, розпадається на шматки.

Під **вологістю на межі текучості** w_L розуміють вологість на межі між пластичним і текучим станом глинистого ґрунту. Вона відповідає такому стану ґрунту, коли стандартний конус вагою 76 г занурюється у зразок на 10 мм впродовж 5 секунд.

Вологості на межі розкочування і межі текучості іноді називають **межами пластичності** – нижньою і верхньою. Вимірюють їх або у відсотках, або в долях одиниці, і визначають експериментальним шляхом.

Чим більше різниця вологостей на межі розкочування і текучості, тим більше в ґрунті дрібних глинистих часток. Цей факт використовують для визначення виду глинистого ґрунту. Для цієї мети служить число пластичності ґрунту I_p .

Під **числом пластичності** I_p розуміють різницю між вологостями на межі текучості і розкочування. Зазвичай ця характеристика має розмірність доли одиниці (рідше за відсотки). Її визначають за формулою

$$I_p = W_L - W_p. \quad (4.16)$$

Залежно від числа пластичності розрізняють такі види глинистого ґрунту:

- ✓ супіски ($0,01 \leq I_p \leq 0,07$);
- ✓ суглинки ($0,07 < I_p \leq 0,17$);
- ✓ глини ($I_p > 0,17$).

Для визначення стану глинистого ґрунту слід порівняти природну вологість з показниками вологості на межах текучості і розкочування. Для цієї мети використовують показник текучості I_L .

Під **показником текучості** I_L розуміють відношення різниці між вологістю ґрунту і вологістю на межі розкочування (чисельник) і числом пластичності (знаменник). Зазвичай ця характеристика є безрозмірною, оцінюється часткою одиниці (рідше відсотками). Її визначають за формулою

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}. \quad (4.17)$$

З використанням показника текучості визначають стан глинистого ґрунту (табл. 4.2).

Таблиця 4.2 – Стани глинистого ґрунту

<i>Найменування глинистого ґрунту</i>			
<i>Супіски</i>		<i>суглинки і глини</i>	
Тверді	$I_L < 0,0$	Тверді	$I_L < 0,0$
Пластичні	$0,0 < I_L < 1,0$	Напівтверді	$0,0 < I_L < 0,25$
Текучі	$I_L > 1,0$	Тугопластичні	$0,25 < I_L < 0,5$
-	-	М'якопластичні	$0,5 < I_L < 0,75$
-	-	Текучопластичні	$0,75 < I_L < 1,0$
-	-	Текучі	$I_L > 1,0$

4.2 Механічні характеристики ґрунтів

У механіці ґрунтів розрізняють наступні основні механічні характеристики.

Міцнісні характеристики – до них відносять кут внутрішнього тертя ґрунту φ , питоме зчеплення c і міцність на одноосьовий стиск R_c і розтягіння R_p скельних порід, що знаходяться у водонасиченому стані.

Деформаційні характеристики – до них відносять модуль загальної деформації ґрунту E , коефіцієнт Пуассона ν і модуль пружності ґрунту E^y).

Механічні властивості ґрунтів залежать від:

- ✓ мінерального і гранулометричного складу;
- ✓ фізичного стану (щільності, вологості, температури та ін.);
- ✓ структурних і текстурних особливостей;
- ✓ генезису (тобто умов формування ґрунтової товщі).

Їх також, як буде показано у подальшому, підрозділяють на нормативні і розрахункові.

В даний час існують такі методи визначення механічних властивостей ґрунту: **прямі; непрямі; таблицні** (у цьому випадку наближені значення механічних характеристик визначають за таблицями нормативного документу

ДСТУ Б В.2.1-4-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності та деформованості.

У свою чергу, **прямі і непрямі** методи визначення механічних властивостей ґрунту поділяють на **польові, лоткові і лабораторні**.

У лабораторії випробовуються зразки ґрунту невеликих розмірів. Їх відбирають на майданчику будівництва з **шурфів, шурфодудок і свердловин**. Якщо зразки по фізичному стану відповідають умовам природного залягання ґрунту, їх називають **зразками з природною структурою**.

Іноді, наприклад, при зведенні ґрунтових споруд, відбувається суттєва зміна властивостей ґрунту. У цьому випадку випробовуються спеціально виготовлені зразки, які називають **зразками з порушеною структурою**.

Перевагою лабораторних випробувань ґрунту є їх низька вартість і можливість проведення великого числа випробувань, а недоліком - малі розміри ґрунтових зразків, в силу чого має місце проблема урахування так званого **масштабного фактору**. У механіці ґрунтів під **масштабним фактором** розуміють вплив розмірів ґрунтових зразків на результати визначення механічних властивостей ґрунту.

Польові методи визначення характеристик механічних властивостей ґрунтів зазвичай забезпечують найбільш повну відповідність ґрунту умовам його природного залягання. У ряді випадків вони є єдиним способом визначення механічних властивостей, наприклад, при випробуваннях водонасичених пісків, глинистих ґрунтів текучої консистенції, великоуламкових ґрунтів, тріщинуватих скельних порід в масивів і т.і.

Лоткові випробування займають проміжне положення між лабораторними і польовими. В ході їх проведення зазвичай випробовуються моделі реальних будівель, споруд і фундаментів. З використанням лоткових випробувань зазвичай вирішують різні наукові задачі. При вирішенні практичних задач лоткові випробування набули поширення у зв'язку з так званим **методом відцентрового моделювання**.

4.2.1 Механічні характеристики пухкого ґрунту, які характеризують його здатність опиратися зовнішнім зусиллям, включають, як правило, кут внутрішнього тертя - c і питома зчеплення - φ . Їх отримують в лабораторіях двома способами: способом одноплощинного зсуву або з використанням приладів об'ємного стиску типу Кармана. При цьому залежність між цими двома характеристиками і зусиллям зсуву- τ приймають лінійною, такою що відповідає закону Кулона-Мора, який для випадку граничного стану може бути представлений у наступному вигляді:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c. \quad (4.18)$$

де σ - нормальне напруження;

φ - кут внутрішнього тертя,

c - питома зчеплення ґрунту.

Для визначення механічних характеристик міцності в рамках моделі ґрунту Кулона існує прилад одноплощинного зсуву (рис. 4.1).

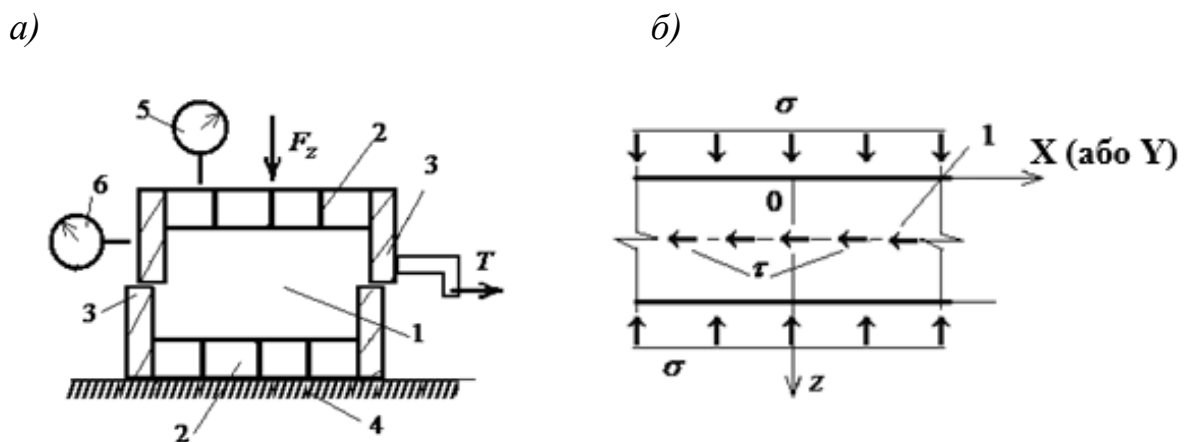


Рисунок 4.1 – Випробування ґрунту в приладі одноплощинного зсуву (схема):

а) схема експериментальної установки; б) розрахункова схема випробувань;

1 - ґрунтовий зразок циліндричної форми; 2 - верхній і нижній пористі металеві штампи; 3 - жорсткі круглі верхня (рухлива) і нижня (нерухома) обойми; 4 - жорстка основа; 5 - індикатор вимірювання вертикальних переміщень; 6 - те ж саме, горизонтальних; F_z - вертикальна зосереджена сила; T - те ж саме, горизонтальна; σ - нормальні вертикальні напруження;

τ - те ж саме, горизонтальні дотичні

Випробування на цьому приладі виконують в такій послідовності.

1. Верхню і нижню обойми скріплюють один з одним і поміщають в них підлягає випробуванню зразок ґрунту.

2. Після цього до зразка через штамп 2 прикладається вертикальна сила F_z

3. Вертикальна сила F_z прикладається ступенями. При цьому кожна із ступенів витримується деякий час до так званої умовної стабілізації. При цьому за критерій умовної стабілізації приймають певну швидкість осідання за деякий час (наприклад, швидкість $V \leq 0,01$ мм/год протягом 2 годин). Необхідно відзначити, що для різних видів ґрунту критерії умовної стабілізації відрізняються один від одного.

4. Осідання зразка вимірюється з використанням індикатора переміщень 5, а відповідне їй вертикальне напруження визначають з використанням формули $\sigma = N_z/A$. Таким чином, ґрунт ущільнюють до заданого стану. Відповідні заданому стану параметри (навантаження, коефіцієнт пористості та ін.) вказуються в програмі випробувань.

5. Після досягнення заданого стану за допомогою спеціальних гвинтів верхню кільцеву обойму 2 піднімають. В результаті між верхньою та нижньою обіймами утворюється зазор.

6. Далі вертикальне напруження σ залишають незмінним і ступенями прикладають горизонтальне зусилля T . Кожна ступінь горизонтального навантаження витримується до умовної стабілізації.

Під дією виникаючих в площині зазору дотичних напружень $\tau = T/A$ розвиваються горизонтальні переміщення верхньої частини зразка. Ці переміщення вимірюються із застосуванням індикатора переміщень 6.

7. Горизонтальну силу збільшують до тих пір, поки горизонтальні переміщення верхньої частини зразка U_z не почнуть зростати при її постійному значенні. Такий стан свідчить про руйнування зразка ґрунту при заданих значеннях σ і τ за рахунок зсуву.

Граничне значення τ , при якому починається руйнування зразка, називається **опором зсуву**.

8. Такі випробування проводять для декількох зразків ґрунту, що знаходяться в однаковому стані (їх називають «зразками - близнюкам»). При цьому для кожного із зразків задані значення σ повинні відрізнятися одне від одного. Результати виконаних у відповідності випробувань ґрунту у вигляді схеми представлені на рис. 4.2.

9. Отриману таким чином систему лінійних алгебраїчних рівнянь виду:

$$\left. \begin{aligned} \tau_1 &= \sigma_1 \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \\ \tau_n &= \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \end{aligned} \right\} \quad (4.19)$$

вирішують з використанням методу найменших квадратів, в результаті чого визначають значення кута внутрішнього тертя φ і питомого зчеплення c .

Отримані таким чином експериментальні дані в силу внутрішньої будови ґрунтів мають деяку розбіжність і тому обробляються на основі статистичних підходів.

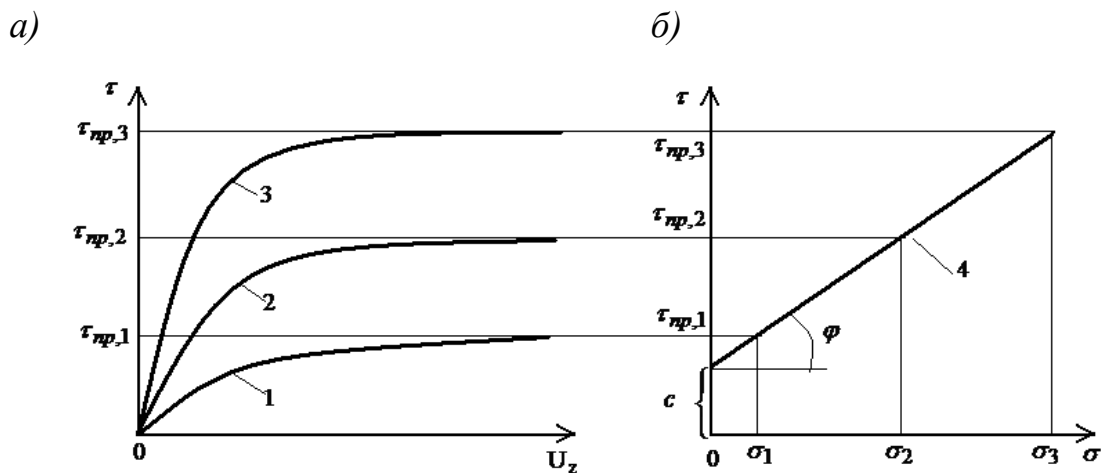


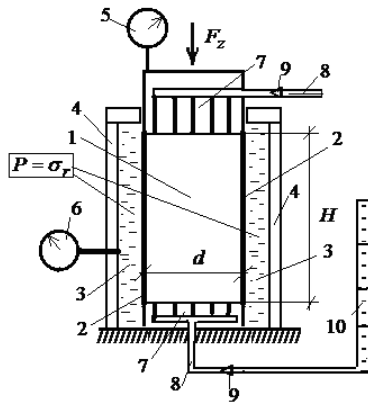
Рисунок 4.2 – Залежності руйнуючих дотичних напружень τ від горизонтального переміщення U_z (а) і руйнують дотичних напружень τ від вертикальних нормальних σ (б). 1 – залежність $\tau-U_z$ при $\sigma_z = \sigma_1$; 2 – те ж саме, при $\sigma_z = \sigma_2$; 3 – те ж саме, при $\sigma_z = \sigma_3$; 4 – залежність $\tau-\sigma$.

Примітка: $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$

де $a = 2c \cdot \cos \varphi$ і $b = \sin \varphi$.

Тут $\sigma_{1,1}$ - напруження σ_1 , прикладене до зразка 1; $\sigma_{3,1}$ - напруження σ_1 , прикладене до зразка 1; $\sigma_{1,n}$ - напруження σ_1 , прикладене до зразка n ; $\sigma_{3,n}$ - напруження σ_1 , прикладене до зразка n .

а)



б)

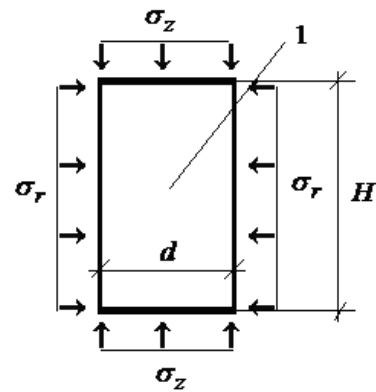


Рисунок 4.3 – Випробування ґрунту в стабілометрі (схема):

а) схема експериментальної установки; б) розрахункова схема випробувань:

1 - ґрунтовий зразок циліндричної форми; 2 - водонепроникна гумова оболонка; 3 - заповнена рідиною камера стабілометра; 4 - прозора оболонка; 5 - індикатор вертикальних переміщень; 6 - манометр; 7 - верхній і нижній пористі металеві штамп; 8 - трубки для відведення порових газу і рідини; 9 - крани (необхідні для випробування ґрунту за «закритою» схемою; 10 - вимірювач об'єму (волюмометр); d - діаметр круглого зразка; H - його висота; F_z - вертикальна зосереджена сила; σ_z - вертикальні нормальні напруження; σ_r - те саме, радіальні нормальні (дорівнюють тиску в камері стабілометра)

5. Систему рівнянь (4.21) вирішують методом найменших квадратів, визначають невідомі c і φ за формулами:

$$\left. \begin{aligned} \varphi &= \arcsin(b); \\ c &= \frac{a}{2 \cdot \cos(\varphi)} \end{aligned} \right\}. \quad (4.21)$$

визначають кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення c .

На рис 4.4 показано графоаналітичний спосіб отримання кута внутрішнього тертя φ і питомого зчеплення c . Для цього на осі абсцис відкладають значення мінімального і максимального напружень для кожного випробування у стабілометрі і на їх різниці, як на діаметрі, будують так звані кола Мора. Потім до них проводять дотичну, кут нахилу якої до осі абсцис є кут внутрішнього тертя φ , а відрізок, на осі ординат, що відсікає дотична, дорівнює величині питомого зчеплення c .

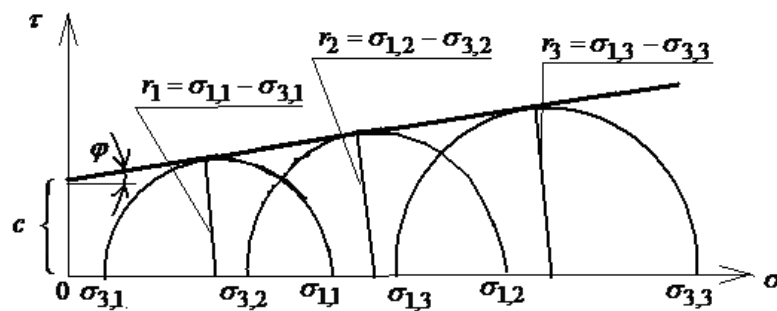


Рисунок 4.4 – Визначення характеристик міцності ґрунту графоаналітичним методом (схема): τ - дотичне руйнівне напруження; σ - нормальне руйнівне напруження; r_1 , r_2 і r_3 - радіуси кіл Мора, встановлені в ході випробувань першого, другого і третього зразків відповідно

Міцність ґрунту на одновісний стиск R_c . Цей вид випробувань використовується для визначення міцності скельних і напівскельних ґрунтів. Схеми випробувань на одновісний стиск і експериментальної установи представлені на рис. 4.5.

Випробовуються повністю водонасичені зразки при ступінчастому зростанні вертикальної сили F_z . Діаметр перетину циліндричних або сторона призматичних зразків зазвичай становить 30-45 мм. При цьому їх висота повинна перевищувати діаметр зразків в 2-3 рази. В ході випробувань необхідно визначити руйнівну вертикальну силу $F_{z,p}$. Міцність ґрунту на одновісний визначають за формулою:

$$R_c = F_{z,p} / A, \quad (4.22)$$

де A - площа перетину зразка.

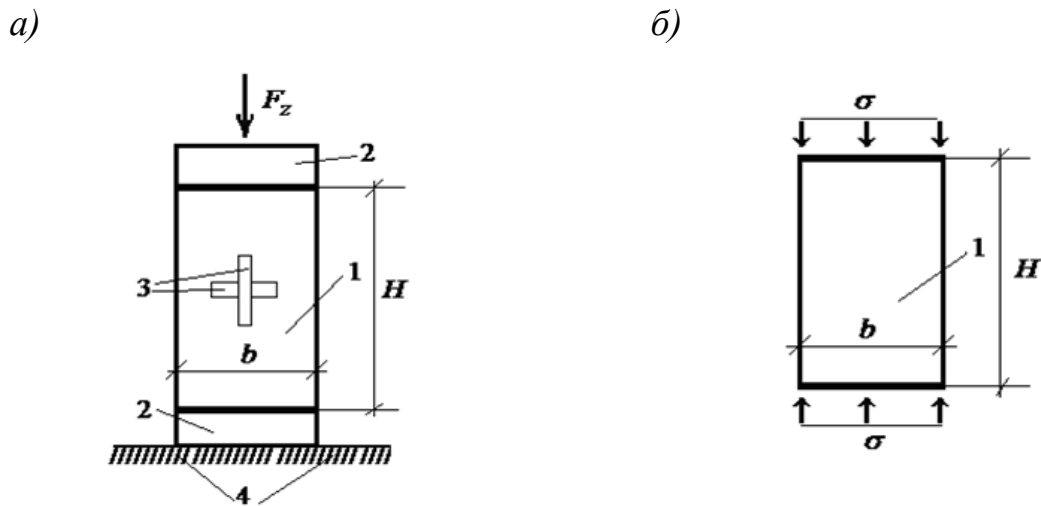


Рисунок 4.5 – Одноосьові випробування ґрунту (схема):

а) схема експериментальної установки; б) розрахункова схема випробувань:

1 - ґрунтовий зразок циліндричної або призматичної форми; 2 - верхній і нижній металеві штамп; 3 - тензодатчики для вимірювання вертикальної і поперечної деформації; 4 - жорстка основа; b - сторона перетину квадратного або діаметр круглого зразка; H - його висота; F_z - вертикальна зосереджена сила; σ - вертикальні напруження

Відзначимо також, що міцність ґрунту на одновісний стиск коливається в межах від 1-5 МПа (крейда, слабкі вапняки і пісковики) до 250-300 МПа (базальти, габро, мармур).

Міцність ґрунту на одновісний розтяг R_p може бути встановлена або прямими, або непрямыми методами [5]. Однак, з достатньою для інженерних цілей точністю міцність скельних ґрунтів на розтяг можна визначати за формулою

$$R_p = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{20} \right) \cdot R_c. \quad (4.23)$$

На закінчення зазначимо, що через вплив тріщинуватості і вологи характеристики міцності скельних ґрунтів R_p і R_c скельних ґрунтів різко зменшуються.

4.2.2 Деформаційні характеристики ґрунтів. Випробування ґрунту на одноосьове стиснення

У випробуваннях використовуються зразки циліндричної або призматичної форми з діаметром або стороною поперечного перерізу 30-45 мм (див. рис. 4.5). Торці зразка 1, які знаходяться в контакті зі штампами 2, роблять строго паралельними один одному і шліфують.

Зразок навантажується до величини, що відповідає $(0,3 - 0,5) \cdot R_c$, де R_c - межа міцності зразка ґрунту на одноосьовий стиск. Після цього також ступенями зразок повністю розвантажується. Характерні експериментальні криві деформування зразка скельного ґрунту представлені на рис. 4.6.

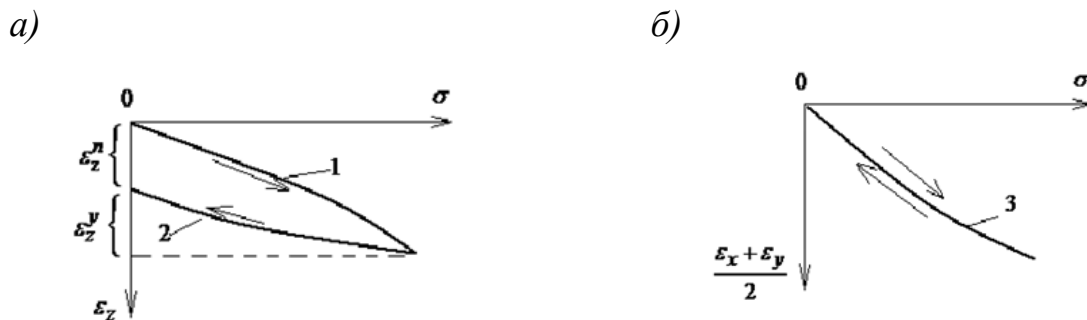


Рисунок 4.6 – Результати випробування скельного ґрунту в приладі одноосьового стиснення (схема): а) залежність вертикальних напружень від навантаження; б) те ж саме, поперечних. 1 - гілка навантаження; 2 - те ж саме, розвантаження; 3 - гілки навантаження і розвантаження збігаються; ε_z^n - вертикальна пластична деформація; ε_z^y - те ж саме, пружна; ε_x і ε_y - поперечні деформації в напрямку осей $0x$ і $0y$ відповідно.

Примітка. Стрілками показані напрямки деформацій

У приладі одноосьового стиснення визначають:

- ✓ модуль загальної деформації E ;
- ✓ модуль пружності E^y ;
- ✓ коефіцієнт Пуассона ν .

При визначенні модулів загальної деформації і пружності використовують загальну формулу

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_z}, \quad (4.24)$$

де $\Delta\sigma$ і $\Delta\varepsilon_z$ - приріст напружень і деформацій на інтервалі що розглядається.

Відмінність полягає в тому, що в першому випадку деформації приймають по гілці завантаження, а в другому - за гілкою розвантаження (цим гілкам відповідають криві 1 і 2 на рис. 4.6).

Для визначення коефіцієнта Пуассона використовують формулу:

$$\nu = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2 \cdot \varepsilon_z}, \quad (4.25)$$

в якій вертикальну деформацію ε_z приймають по **гілці завантаження**.

Зазвичай величини модулів деформації зразків скельних порід змінюються від 1000-3000 МПа (вапняки, алевроліти) до 100000 МПа і більше (граніти, діабазу і інші міцні породи).

При цьому коефіцієнт Пуассона скельних ґрунтів має порядок 0,1-0,3.

4.3 Основні методи польових випробувань ґрунту

В даний час основними методами польових випробувань є:

- ✓ штампові випробування ;
- ✓ пресіометричні випробування;
- ✓ польові випробування ґрунту на зсув.

Штампові випробування (рис. 4.7) використовуються для визначення деформаційних властивостей ґрунту.

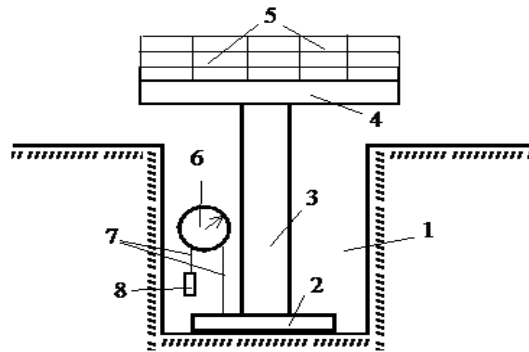


Рисунок 4.7 – Штампів випробування (схема): 1 - шурф; 2 - штамп; 3 - стійка; 4 - платформа; 5 - навантаження на штамп; 6 - індикатор переміщень; 7 - струна; 8 - вантаж, призначений для натягування струни

Суть випробувань полягає в ступінчастому навантаженні платформи 4, реєстрації переміщень штампа з використанням прогиномірів 6 і побудові з використанням отриманих таким чином даних діаграми «осідання-навантаження». Кожна ступінь витримується під навантаженням до так званої **умовної стабілізації**. Найбільш достовірні результати визначення деформаційних властивостей ґрунту отримують, якщо площа штампа дорівнює 5000-10000 см². При цьому мінімальна площа штампів може становити 600 см². Штампів випробування ґрунту виконують в шурфах, котлованах, свердловинах і дудках. Це найбільш точний спосіб визначення модуля деформації ґрунту. При цьому даний спосіб випробування досить трудомісткий і дорогий. Крім того, штампів випробування ґрунту відрізняються значною тривалістю.

Пресіометричні випробування (рис. 4.8) використовуються для визначення характеристик міцності і деформаційних властивостей ґрунту.

Суть випробувань полягає в створенні в гумовій оболонці 4 надлишкового тиску P і реєстрації переміщення її стінки. На основі цих даних будується діаграма «діаметр свердловини - тиск в камері пресіометра», з використанням якої визначається модуль загальної деформації основи.

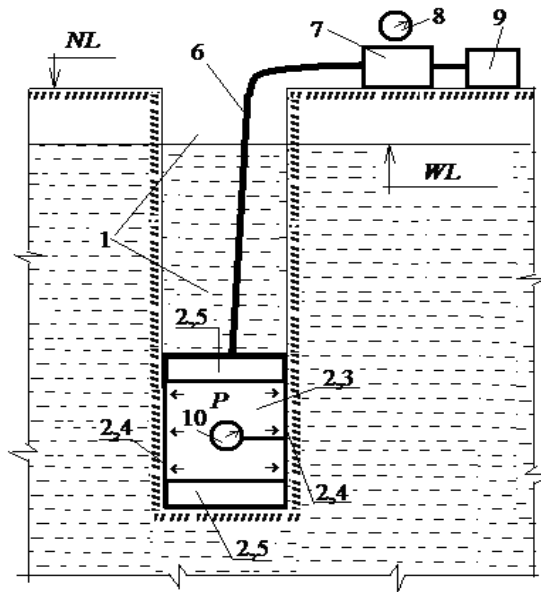


Рисунок 4.8 – Випробування ґрунту пресіометром (схема): 1 - свердловина; 2 - пресіометр; 3 - камера пресіометра; 4 - гнучка гумова стінка оболонки пресіометра; 5 - верхнє і нижнє жорсткі днища пресіометра; 6 - шланги і електричні кабелі; 7 - компресор; 8 - манометр; 9 - тензометричний міст (служить для реєстрації інформації), 10 - індикатор переміщень стінок пресіометра; P - тиск в камері пресіометра

Пресіометричні випробування ґрунту використовують в тих випадках, коли неможливо відібрати проби ґрунту, нижче рівня підземних вод і дна водойм. Перевагами пресіометричного методу є його простота і універсальність, а недоліком - значні похибки при визначенні властивостей основ з вертикальною і горизонтальною анізотропією.

Польовий метод випробування ґрунту на зсув (рис. 4.9) застосовується для визначення міцнісних характеристик.

За своєю суттю він повністю ідентичний розглянутому раніше методу **одноплщинного зсуву**. Відмінність полягає лише в тому, що розміри застосовуваних для польових випробувань об'ємів (див. рис. 4.9) можуть в десятки разів перевищувати розміри аналогічних лабораторних пристосувань. Зазначений метод випробування ґрунту знайшов широке застосування для визначення характеристик міцності великоуламкових ґрунтів.

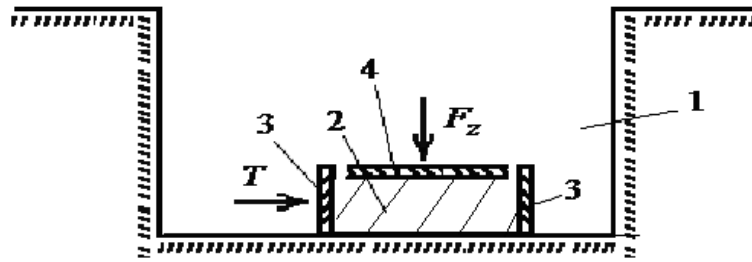


Рисунок 4.9 – Польові випробування ґрунту на зрушення (схема): 1 - шурф;
 2 - ґрунтовий цілик (зразок); 3 - сталева жорстка циліндрична обойма;
 4 - жорсткий штамп; 5 - вертикальна зосереджена сила F_z ; T - горизонтальна
 зосереджена сила

Інші характеристики ґрунту. Для детальнішого обліку будівельних властивостей ґрунту окрім розглянутих вище використовуються і інші характеристики складу і стану ґрунтів. Вони дозволяють визначити **засоленість, набрякання, вміст органічної речовини** і так далі. Ці характеристики у міру необхідності були розглянуті раніше в розділі 3 «*Ґрунти з нестійкими внутрішніми зв'язками.*

4.4 Тріщинуватість ґрунтових масивів

Фізико-механічні характеристики, як правило, виявляють в лабораторних умовах на зразках, які не мають дефектів у вигляді тріщин. Ґрунти ж основ мають значно більші розміри і в залежності від їх походження містять тріщини, які суттєво знижують їх міцнісні характеристики. Тому знання того, які саме тріщини мають місце у конкретних ґрунтах основи є дуже важливим при оцінці їх міцності і, відповідно, урахування при проектуванні як самої основи, так і конструктивних параметрів фундаменту.

В результаті тектонічних рухів у земній корі виникають напруження, які при досягненні межі міцності ґрунту спонукають виникненню у ньому розривів. Розриви суцільності ґрунтового масиву проявляються, перш за все, у вигляді тріщин. Останні при подальшому впливі внутрішніх зусиль переростають у

розривні порушення. Таким чином, під розривним порушенням розуміють результат тектонічного руху, при якому ґрунтовий масив розривається по деякій поверхні і роз'єднані частини зміщуються одна відносно другої на деяку, зазвичай, незначну величину.

Тріщини – це розриви суцільності в ґрунтових масивах, переміщення по яких або відсутні, або несуттєві. Сукупність тріщин, що розчленують ґрунтовий масив, прийнято назвати **тріщинуватістю**. Приклади мікро - і макротріщинуватості наведено на рис. 4.10 та рис. 4.11.

Всебічний стиск, що має місце у ґрунтовому масиві, і наступна цементація призводять до деякого відновлення суцільності по поверхням розриву, тому вони частіше всього мають деяке зчеплення, спротив відриву і називаються не тріщинами, а **поверхнями послаблення**. Однак вже на початковій стадії деформування ґрунтового масиву по поверхням послаблення виникають нові розриви суцільності – тріщини.

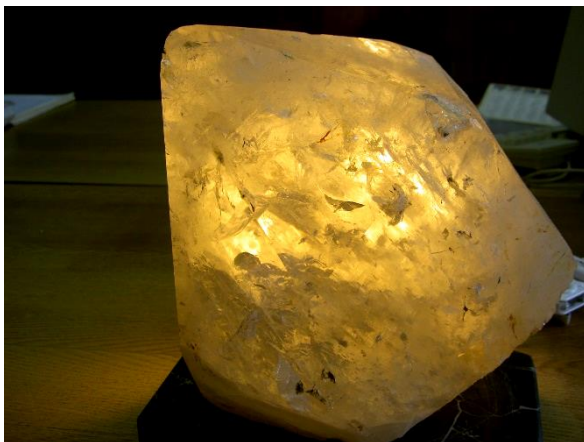


Рисунок 4.10 – Мікротріщини у кристалі гірського кришталю



Рисунок 4.11 – Макротріщинуватість масивів в оголеннях

Тріщинуватість, як вже відмічалось вище, є однією з структурних особливостей ґрунтового масиву.

Тріщини прийнято ділити на групи за генетичною ознакою. Вони бувають:

✓ **природні**, або такі, що виникли у процесі формування геологічних тіл;

- ✓ **тектонічні**, або такі, що виникли в результаті гороутворювальних процесів;
- ✓ **штучні**, або техногенні, тобто такі, що з'явилися в процесі людської діяльності.

Природні тріщини є найбільш поширеними в ґрунтах осадового генезису в областях з горизонтальним заляганням шарів. По відношенню до шаруватості вони можуть розташовуватись по-різному, але переважно є нормальними тріщинами відриву.

Тектонічні тріщини розвиваються в ґрунтових масивах під впливом тектонічних сил, що проявляються в земній корі у процесі її виникнення. Деформації, що при цьому виникають, практично завжди супроводжуються розвитком в гірських породах тріщин, які утворюються як на відносно невеликих площах, так і на великих просторах. Відмінність їх від нетектонічних тріщин полягає в тому, що тектонічні тріщини орієнтовані більш витримано у просторі і розвиваються однаково у різних за складом ґрунтах. Напрямок тектонічних тріщин співпадає з напрямом основних розривних порушень даного району. Так, наприклад, для цілої низки районів Донбасу природжені тріщини мають меридіональний напрям з відхиленням 15-20°.

Тектонічні явища сприяють розкриттю раніше прихованих природних тріщин. У скельних ґрунтах поверхні тектонічних тріщин, як правило, є площинами зміщення ґрунтових блоків.

Кожна окрема тріщина характеризується довжиною, шириною, звивистістю стінок, а також розташуванням тріщини у просторі, який у геології прийнято характеризувати *кутом падіння* і *азимутом напрямку падіння*.

Тріщини розрізняють також наявністю або відсутністю в них заповнювачів, у відповідності з чим вони підрозділяються на відкриті і заповнені. За ступенем відкритості або потужності заповнювача виділяються наступні види тріщин: *відкриті*, *закриті*, *«волосні»* і *мікротріщини*. Ширина відкритих тріщин або потужність їх заповнення визначаються безпосередніми замірами. Ширину закритих тріщин можна вважати такою, що дорівнює 0,8-

0,5 мм, «волосних» – 0,5-0,2 мм. Заповнювач в тріщинах може бути представлений пухкими відкладенням типу піщано-глинистих ґрунтів або утвореннями, які відрізняються від основного масиву за мінералогічним складом, але подібними з ними за структурою і фізичним властивостям.

В залежності від того, як тріщини орієнтовані, розрізняють упорядочену (одно-, двохсистемну) і неупорядочену тріщинуватість. Пересікаючись, тріщини розбивають ґрунтовий масив з деяким характерним розміром H на окремі структурні блоки з середнім розміром $h_{сер}$. Відношення $H/h_{сер}$ називають **інтенсивністю тріщинуватості**. Окрім того, для кількісної оцінки тріщинуватості використовують **лінійний, площинний і об'ємний коефіцієнти інтенсивності тріщинуватості**. Вони являють собою відповідно відношення одиниці довжини, площі, об'єму до середньої відстані між сусідніми тріщинами $l_{сер}$, до площі $S_{сер}$ і об'єму структурного блока $V_{сер}$.

Крім того, для класифікації скельних ґрунтів також використовують так звані узагальнені характеристики тріщинуватості скельних порід, до яких відносять:

- ✓ коефіцієнт порожнистості тріщини - КТП.
- ✓ модуль тріщинуватості - МТР.

Під **коефіцієнтом порожнистості (КТП)** тріщини розуміють відношення об'єму тріщин до об'єму скельних блоків. Для скельних ґрунтів КТП зазвичай складає соті і навіть тисячні долі одиниці.

Модуль тріщинуватості (МТР) - це кількість тріщин на один метр довжини оголення скельного ґрунту. Максимальні значення цього показника наближаються до 100, а мінімальні складають долі одиниці.

Слід відмітити, що тріщинуватість надає суттєве зниження міцносних характеристик ґрунтового масиву, який може бути складений не тільки скельними породами, але і глинистим і навіть піщаними. Доречі, в наш час доведено [9], що характеристика тріщинуватості є надзвичайно важливою для глинистих ґрунтів. Древні щільні глинисті ґрунти завжди мають систему тріщин,

по яким іде замочування масиву, відрив і ковзання ґрунту при оповзневих явищах. У зв'язку з цим при вивченні міцних глинистих ґрунтів типу морени і дочетвертичних морських глин не можна нехтувати їх тріщинуватістю. Відмінність міцності ґрунту у зразку і масиві може бути вельми значною. Таке явище отримало назву *масштабного ефекту*. Приймаючи це до уваги, при виконанні геотехнічних розрахунків урахуванню тріщинуватості і масштабному ефекту завжди надається особлива увага. З детальним оглядом цієї проблеми можна ознайомитись у [16].

4.5 Види води в ґрунті

Обґрунтоване проектування основ та фундаментів можливе лише за всебічного врахування ґрунтової обстановки, включно з наявністю в ґрунтовому масиві води у тому чи іншому вигляді, що, як і тріщинуватість, може суттєво впливати на фізико-механічні характеристики основ.

Сьогодні розрізняють ґрунтові води у наступних станах (за О.Ф. Лебедєвим):

1. Вода в пароподібному стані, яка належить до *газоподібної складової* ґрунту. Кількість пару і газів у ґрунті залежить від розміру порового простору і того, наскільки пори заповнені водою. Чим більше пори заповнені водою, тим менше в них знаходиться газів. В самих верхніх шарах ґрунту газоподібна складова представлена атмосферним повітрям, у нижчих шарах – азотом, метаном, сірководнем. Інтенсивність газообміну між атмосферою і ґрунтовою основою залежить від складу і стану ґрунту, перш за все від розміру тріщин пустот, пор. Газу у ґрунті можуть бути у вільному стані або розчиненими у воді. Вільний газ у свою чергу підрозділяється на незащемлений, або такий, що стикається з атмосферою, та защемлений, або такий, що знаходиться між твердими частками і плівками води у вигляді дрібних пухирців. У поровій воді завжди знаходиться та чи інша кількість розчиненого газу. Підвищення тиску або зниження температури завжди приводить до збільшення концентрації газів

розчинених у воді. При підтопленні території підземними водами в обводненому ґрунті на довгий час затримується защемлений газ. Це має велике значення при сейсмічному мікрорайонуванні. На обводнених ґрунтах сейсмічна бальність є підвищеною за рахунок того, що защемлене повітря знижує швидкість проходження сейсмічних хвиль.

2. Гігроскопічна вода, яка утворюється внаслідок конденсації водних парів на поверхні твердих часток ґрунту. Ця вода не може переміщуватися у рідкому стані.

3. Плівкова (зв'язана) вода, у якій сили молекулярної взаємодії з твердими частками ґрунту переважають над силами тяжіння. Ця вода переміщується у рідкому стані від більш вологих місць до менш вологих. Причиною руху води є молекулярні сили тяжіння водних плівок до поверхні ґрунтових часток. Кількість молекулярно зв'язаної води та її властивості суттєво впливають на фізико-механічні властивості ґрунтів. Її питома вага перевищує 1,0. Вона має пружність, зменшує пори в ґрунті та знижує їх проникливість, замерзає при більш низькій температурі. Товща водних плівок при стискуванні ґрунту під навантаженням може зменшуватися, а при розвантаженні – збільшуватися. В останньому випадку у зв'язку з розклинюючим впливом водних плівок, які потовщуються, часто спостерігається здимання глинистих ґрунтів. Це явище призводить, у свою чергу, до розриву наявних між частками жорстких структурних зв'язків і до деякої втрати міцності ґрунту.

3. Вільна вода поділяється на *гравітаційну і капілярну*. Гравітаційна вода переміщується під впливом сил тяжіння та різності напорів. Практично вся вода, що міститься у ґрунтах, відноситься до гравітаційної. Вона підчиняється законам гідравліки Архімеда, Паскаля, Бернуллі. Практично вся вода, яка міститься у тріщинуватих скельних породах, грубоуламкових, гравелистих і крупних пісках, відноситься до гравітаційної.

Капілярна вода міститься у пісках середньої крупності, дрібних і, особливо, у пилюватих пісках і глинистих ґрунтах над рівнем підземних вод, утворюючи так звану *водну кайму*. Її природа наступна. Ґрунтові пори

об'єднуються у складну за конфігурацією систему капілярних каналів. За рахунок змочування їх вертикальних стінок і сил поверхневого натягнення у рідині відбувається підйом стовпчика води на деяку висоту. Його поверхня викривляється, утворюючи так званий меніск. Сили поверхневого натягнення на вогнутій поверхні меніска, складаючись, дають вертикальну складову тиску, яка піднімає стовп води на деяку висоту. Ця висота тим більша, чим менший діаметр капілярів. Максимальна висота підняття капілярної води за О.М. Овчинниковим для деяких типів ґрунту складає: пісок крупний – 0,0035 м, пісок середньої крупності – 0,35 м, пісок дрібний – 1,2 м, супісь – 3,5 м, суглинок – 6,5 м.

У глинах діаметр капілярів менший, ніж у суглинках, і, здавалося би, що в таких умовах підйом капілярної води має бути ще більшим. Однак у цьому випадку одночасно збільшується товщина плівок зв'язаної води, що порушує механізм змочування. Тонкі пори у глинах можуть бути повністю зайняті зв'язаною водою і рух капілярної води в них припиниться.

В частково водонасичених ґрунтах виникає капілярно-стикова вода яка зосереджується поблизу контактів часток, що стикаються. У такому випадку на межі води і газу також утворюються локальні меніски, що призводить до виникнення в частках стискаючих напружень, завдяки чому весь ґрунт заходиться у додатковому стиснутому стані.

Складна взаємодія часток ґрунту з водою дуже сильно впливає на властивості ґрунтового масиву. Наприклад, замерзання глинистих ґрунтів відбувається поступово з пониженням температури: спочатку в лід переходить вільна вода, потім периферійні і, наприкінці, глибокі шари зв'язаної води. Фільтрація вільної води виникає одразу ж після виникнення різниці напорів. Однак для переміщення шарів навіть зв'язаної води потрібні додаткові зусилля та більші, чим ближче ці шари знаходяться до часток ґрунту. В той же час, якщо за різних причин, наприклад, за причиною перепаду температур у зоні замерзання ґрунту, сусідні частки будуть мати різні за товщиною шари зв'язаної води, можливе виникнення міграції – переміщення зв'язаної води з більш товстих плівок у більш тонкі. Якщо зона промерзання ґрунту поєднана

капілярною водою з рівнем підземних вод, то об'єм води, яка підтягується у зону замерзання, може бути вельми значним. Тут важливо зазначити, що знання фізико-хімічних особливостей взаємодії часток ґрунту з водою дозволяє не тільки пояснити особливості поведінки ґрунтової основи, але й розробити інженерні заходи, які забезпечать безпечну експлуатацію будівлі або споруди в конкретних умовах будівельного майданчика.

4. Вода у твердому стані (лід). Вода в ґрунті знаходиться у поровому просторі. При замерзанні вона переходить у твердий стан, тобто перетворюється на лід, що призводить до збільшення об'єму ґрунту. Це явище отримало назву морозне *здимання*. Особливе значення наявність води в ґрунті у вигляді льоду має у районах довічної мерзлоти. Будівництво в таких місцях потребує особливих інженерних прийомів.

4.6 Статистична обробка результатів вимірів

Усі реальні процеси, які протікають у природі, обумовлені великою кількістю зовнішніх і внутрішніх чинників, які діють випадковим чином. Наприклад, процес руйнування ґрунтових зразків однієї і той же літологічної різниці, визначеної фаціальної належності відбувається у кожному окремому випадку по-різному. Це обумовлено випадковою формою структурних зав'язків, величиною вологи, яка міститься у зразку, наявності текстурних особливостей (внутрішні фактори), а також розмірами зразка, які дещо відрізняються один від одного, технологією їх виготовлення і швидкістю навантаження (зовнішні фактори). Таким чином, необхідність статистичного аналізу експериментальних даних обумовлена значним розкидом властивостей ґрунту і похибками випробувань.

Для отримання достовірних значень відповідної механічної характеристики необхідно виконати виміри на якнаймога більшій кількості зразків. Для цього проби, які ідуть на виготовлення зразків, відбирають за відповідною методикою таким чином, щоб вони максимально представляли усі

можливі для даного породного масиву коливання мінерального складу і структурних особливостей. Сукупність усіх проб являє собою *генеральну сукупність*. За спеціальними методиками визначають необхідну кількість зразків, у відповідності з яким із генеральної сукупності випадковим чином відбирають визначену кількість проб. Відібрана партія проб являє собою *випадкову виборку*. Із кожної проби виготовляють 3-4 зразка максимально припустимих за даною методикою розмірів. Результати вимірів по кожній групі зразків за всією випадковою виборкою обробляють статистично.

У механіці ґрунтів розглядають такі дві задачі визначення *нормативних та розрахункових властивостей ґрунту*.

Перша задача може бути сформульована так. В ході випробувань отримано n значень деякої характеристики ґрунту (наприклад, питомої ваги ґрунту γ). Потрібно визначити нормативні та розрахункові значення цього параметру.

В цьому випадку поступають так.

1. Середнє арифметичне значення шуканої величини визначають за формулою

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n X_i \quad (4.26)$$

де n - число випробувань (обсяг вибірки);

X_i - значення шуканої характеристики, встановлене у ході i - того випробування.

2. Визначають **зміщену оцінку середнього квадратичного відхилення**

$$S_{dis} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{X} - X_i)^2}{n}} \quad (4.27)$$

3. Далі виконується перевірка на предмет знаходження в вибірці даних з грубим відхиленням від середнього значення. Виключенню з вибірки підлягають усі значення шуканої величини, що задовольняють нерівності (їх іноді називають «відскоками»):

$$\left| \bar{X} - X_i \right| > \nu \cdot S_{dis} . \quad (4.28)$$

Тут ν - статистичний критерій, який слід визначати по табл. 4.3.

4. Якщо «відскоки» відсутні, для визначення **нормативної характеристики використовують** формулу

$$X^H = \bar{X} , \quad (4.29)$$

де X^H - нормативне значення шуканої характеристики, а \bar{X} - її середнє значення, визначене за формулою (4.26).

Якщо відскоки мають місце, то відповідні їм значення шуканої характеристики виключають з вибірки і процес визначення нормативної характеристики повторюють для нового числа випробувань n_1 , і необхідно відмітити, що $n_1 < n$.

Таблиця 4.3 – Значення статистичного критерію

<i>Кількість випробувань</i>	ν	<i>Кількість випробувань</i>	ν	<i>Кількість випробувань</i>	ν
6	2,07	13	2,56	20	2,78
7	2,18	14	2,60	25	2,88
8	2,27	15	2,64	30	2,96
9	2,35	16	2,67	35	3,02
10	2,41	17	2,70	40	3,07
11	2,47	18	2,73	45	3,12
12	2,52	19	2,75	50	3,16

5. Розрахункове значення шуканої характеристики ґрунту визначають за формулою

$$X^P = \frac{X^H}{\gamma_g} , \quad (4.30)$$

де γ_g - коефіцієнт безпеки по ґрунту.

б. Коефіцієнт безпеки по ґрунту визначають за формулою

$$\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \delta}, \quad (4.31)$$

де δ - **довірчий інтервал** (характеризує область навколо середнього значення характеристики, яка визначається).

У формулі (4.31) знак «плюс» або «мінус» слід приймати таким чином, щоб було забезпечено **найбільш не вигідне значення характеристики, яка визначається**. Наприклад, якщо питома вага ґрунту використовується для визначення сил зсуву, то у формулі (4.29) слід приймати знак «плюс». При цьому, якщо питома вага ґрунту використовується для визначення утримуючих сил, то у формулі (4.31) слід приймати знак «мінус».

б. **Довірчий інтервал δ** визначають за формулою

$$\delta = \frac{t_\alpha \cdot V}{\sqrt{n}}, \quad (4.32)$$

де t_α - коефіцієнт, що приймається за табл. 4.4 в залежності від числа випробувань і заданого інтервалу ймовірності α . Тут:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_A &= \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\bar{X} - X_i)^2}; \\ V &= \frac{\sigma_A}{\bar{X}} \end{aligned} \right\}, \quad (4.33)$$

де σ_A - дисперсія,

V - коефіцієнт варіації.

На основі формули (4.32) можна обчислити необхідну кількість зразків, щоб забезпечити результат випробувань з наперед заданою надійністю.

Друга задача визначення розрахункових і нормативних характеристик ґрунту може бути сформульована наступним чином.

Таблиця 4.4 – Значення коефіцієнта t_α

Кількість визначень $n-1$ або $n-2$	t_α при α рівному		Кількість визначень $n-1$ або $n-2$	t_α при α рівному		Кількість визначень $n-1$ або $n-2$	t_α при α рівному	
	0,85	0,95		0,85	0,95		0,85	0,95
2	1,34	2,92	9	1,10	1,83	16	1,07	1,75
3	1,25	2,35	10	3,10	1,81	17	1,07	1,74
4	1,19	2,13	11	1,09	1,80	18	1,07	1,73
5	1,16	2,01	12	1,08	1,78	19	1,07	1,73
6	1,13	1,94	13	1,08	1,77	20	1,06	1,72
7	1,12	1,90	14	1,08	1,76	30	1,05	1,70
8	1,11	1,86	15	3,07	1,75	40	1,05	1,68

Експериментальні параметри q і x пов'язані з характеристиками ґрунту a і b , які необхідно визначити, залежністю виду $a + b \cdot x = q$. В ході проведення випробувань отримано систему лінійних алгебраїчних рівнянь у вигляді:

$$\left. \begin{array}{l} a + b \cdot x_1 = q_1; \\ a + b \cdot x_2 = q_2; \\ \dots\dots\dots \\ a + b \cdot x_i = q_i; \\ \dots\dots\dots \\ a + b \cdot x_n = q_n. \end{array} \right\}, \quad (4.34)$$

Потрібно визначити нормативні та розрахункові значення характеристик a і b . Для цього використовують теорію міцності Кулона-Мора, яка у випадку використання n випробувань у приборі Кармана має наступний вигляд:

$$\left. \begin{array}{l} \tau_1 = \sigma_1 \cdot \operatorname{tg} \varphi + c; \\ \dots\dots\dots \\ \tau_n = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi + c. \end{array} \right\} \quad (4.35)$$

Тут τ , σ_1 , σ_2 , σ_3 , φ і c -відповідно, дотичні і нормальні напруження, кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення.

$$\left. \begin{aligned}
 V_b &= \frac{\sigma_b}{b^H}; & V_a &= \frac{\sigma_a}{a^H}; \\
 \sigma_b &= \sigma_q \cdot \sqrt{\frac{n}{\Delta}}; & \sigma_a &= \sigma_q \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n x_i^2}{\Delta}}; \\
 \sigma_q &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i \cdot b^H + a^H - q_i)^2}{n-2}}.
 \end{aligned} \right\} \quad (4.40)$$

На закінчення зазначимо, що у ході розрахунків за першою групою граничних станів (тобто за несучою здатністю) розрахункові характеристики слід визначати при довірчій ймовірності $\alpha = 0,95$, яким привласнюють індекс «I» (наприклад c_I, φ_I, γ_I , та ін.).

Якщо ж розрахунок виконується за другою групою граничних станів (тобто за деформаціями), то розрахункові характеристики слід визначати при довірчій ймовірності $\alpha = 0,85$. Ці характеристики привласнюють індекс "II" (наприклад $c_{II}, \varphi_{II}, \gamma_{II}$, та ін.).

Третя задача. У тому випадку, якщо результати випробувань зразків не мають великої розбіжності, їх статистичну обробку виконують наступним чином.

Перш за все, визначають середнє арифметичне значення всіх n вимірів того параметру X_i , який досліджується

$$\bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i. \quad (4.41)$$

Потім визначають середньоквадратичне відхилення одиничного результату

$$S_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}, \quad (4.42)$$

Коефіцієнт варіації (%), тобто середнє відносне відхилення отриманих результатів вимірів від середнього арифметичного

$$\eta = \frac{S_n}{X} \times 100\%, \quad (4.43)$$

довірчий інтервал

$$\Delta X = \frac{t_{n\alpha} S_n}{\sqrt{n}}. \quad (4.44)$$

Коефіцієнт Стюдента $t_{n\alpha}$ ураховує відмінність випадкової вибірки від генеральної сукупності і залежить від кількості зразків n і довірчої ймовірності, що вимагається (частіше всього $\alpha = 0,85-0,95$). Результат статистичної обробки вимірів записується, наприклад, наступним чином

$$R_c = (200 \pm 10) \text{ МПА при } \alpha = 0,95.$$

Запис показує, що середнє значення параметру (межа міцності на одноосьовий стиск) дорівнює 200 (\bar{X}), а відхилення його від середнього арифметичного у 95% випадків не перевищує 10 (ΔX).

Із формули (4.44) легко визначити необхідну кількість вимірів для забезпечення такої припустимої помилки вимірів, щоб вона не перевищувала

$\xi = \frac{\Delta X}{X}$ при відомому коефіцієнті варіації параметра, який вивчається:

$$n = (t_{n\alpha} \eta / \xi)^2. \quad (4.45)$$

Так, якщо $\eta = 20\%$, задана помилка вимірів 5 %, то $n=7$ зразкам (при $\alpha = 0,95$, $t_{n\alpha} = 1,96$).

Студентам рекомендується самостійно ознайомитись з наступними нормативними документами:

✓ ДСТУ Б В.2.1-4-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності та деформованості.

✓ ДСТУ Б В.2.1-24:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польових випробувань проникності.

✓ ДСТУ Б В.2.1-27:2010 Основи та фундаменти споруд. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань.

✓ ДСТУ Б В.2.1-5-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань.

Контрольні запитання та завдання до Розділу 4

1. Назвіть види води, яка присутня в ґрунті. Як впливає наявність води на міцність ґрунту?

2. Як впливає тріщинуватість на міцність ґрунтів?

3. Яку структуру мають сипучі ґрунти? зв'язні?

4. Дайте визначення трьох основних фізичних характеристик ґрунтів.

5. Як визначаються допоміжні фізичні характеристики ґрунтів: об'ємна вага, пористість, повна вологоємність, коефіцієнт вологості?

6. Що таке консистенція зв'язних ґрунтів?

7. Що таке «число пластичності»? На які види поділяються ґрунти за числом пластичності?

8. На які ґрунти поділяються глинисті непросадочні ґрунти за величиною консистенції?

9. Які існують методи визначення фізико-механічних характеристик ґрунту?

10. Які існують польові методи визначення фізико-механічних характеристик ґрунту. У чому їх переваги і недоліки по відношенню до лабораторних методів?

11. Назвіть міцнісні і деформаційні характеристики ґрунту. Як вони визначаються?

12. Чим відрізняються нормативні механічні характеристики ґрунту від розрахункових?

13. Що таке коефіцієнт надійності по ґрунту?

14. У якому порядку виконують статистичну обробку результатів випробувань зразків ґрунту?
15. Назвіть основні статистичні моменти при обробці результатів випробувань ґрунтових зразків?
16. Як визначають середнє значення сукупності випадкових величин?
17. Як визначають дисперсію сукупності випадкових величин?
18. Що таке коефіцієнт варіації?

РОЗДІЛ 5. ПОНЯТТЯ ПРО ЗАКОНИ ПОРИСТОСТІ ҐРУНТІВ

Головною особливістю пухких ґрунтів є та, що тверді мінеральні частки в них заповнюють не весь об'єм, а лише його частину, решту об'єму складають пори. Зв'язок між частками ґрунту слабкий або відсутній взагалі. Під дією зовнішніх навантажень у таких ґрунтах можуть відбуватися взаємні пересування часток. Із цим явищем пов'язані особливі закономірності ґрунтів, які розглядаються в механіці ґрунтів. Вони називаються законами пористості. Таких законів три:

1. *Закон ущільнення*, який характеризує здатність ґрунту до ущільнення під дією зовнішнього навантаження (компресійна залежність);
2. *Закон тертя*, який встановлює залежність між тиском та опором ґрунтів до зсуву;
3. *Закон ламінарної фільтрації*, який відображає залежність між напором води та швидкістю її фільтрації у порах ґрунту.

5.1 Компресійне стиснення ґрунтів

Для розрахунку основ будинків та споруд за деформаціями необхідно знати розрахункові характеристики стисливості сипучих та зв'язних ґрунтів.

Стисливість ґрунтів зумовлюється наступними фізичними причинами:

- а) пружністю кристалічної решітки часток;
- б) ущільненням ґрунтів – зменшенням їх пористості;
- в) зміною стану ґрунту, наприклад, при зміні його вологості.

Стисливість основи переважно визначається ущільненням ґрунту та залежить як від типу ґрунту, так і від характеру навантаження. Динамічні навантаження (вібрація) викликають значне ущільнення у піщаних ґрунтах та слабке у глинистих. Тривалі статичні навантаження, навпаки, сильно ущільнюють глинисті ґрунти і слабо – піщані.

У водонасичених дрібних пісках вібраційне навантаження може викликати розрідження і в такому ґрунті тонуть металеві предмети. Це явище називається *тиксотронією* і його враховують під час проектування основ. У глинистих ґрунтах розрідження не відбувається. Їх ущільнення через тривале навантаження супроводжується перебудовою структури з руйнуванням або без руйнування структурних зв'язків, стисненням оболонок колоїдних часток, витискуванням вільної води з пор, повзучістю кістяка ґрунту та зв'язаної води.

Для виявлення схеми роботи ґрунту на стиснення подумки розглянемо два зразки ґрунту: один цілковито зневоднений, а інший – повністю водонасичений.

Зневоднений ґрунт при стискуванні деформується в результаті зближення часток. Енергія зовнішнього тиску витрачається на подолання тертя та зчеплення між частками ґрунту. При збільшенні тиску досить швидко зменшується об'єм ґрунту. Деформації мають незворотній характер і в кінцевому результаті вони стабілізуються, а об'єм самого кістяка ґрунту залишається постійним.

Інакше відбувається процес стиснення водонасиченої ґрунтової маси. У початковий момент дії зовнішнього навантаження на зразок водонасиченого ґрунту тиск повністю передається воді як середовищу менш стисливому, ніж пухкий ґрунт. При цьому вода отримує напір, який відповідає зовнішньому тискові, а саме:

$$h = 1000 \times \frac{P}{\gamma_w},$$

де h – напір, γ_w – об'ємна вага води, P – зовнішній тиск.

Дія напору викликає вичавлювання води з ґрунту, одночасно зменшується об'єм пор та зближуються частки ґрунту. Чим дрібнішими є пори ґрунту, тим більший його гідродинамічний опір. У цей період зовнішній тиск передається частково воді та частково кістяку ґрунту; при цьому друга частина поступово збільшується із зростанням опору кістяка ґрунту, а перша зменшується, причому сума їх залишається постійною і дорівнює зовнішньому тискові.

Через деякий час опір ґрунту зростає настільки, що він врівноважує зовнішній тиск, і вичавлювання води припиняється. Таким чином при стисненні

водонасичених ґрунтів слід враховувати два види тисків: тиск у кістяку ґрунту – **ефективний тиск** σ_z , а також **нейтральний тиск** σ_w , який зумовлює напір у воді і викликає її фільтрацію. У водонасиченому ґрунті для будь-якого моменту часу справедливим є співвідношення:

$$\sigma = \sigma_z + \sigma_w,$$

де σ – повний тиск, який дорівнює сумі ефективного та нейтрального тисків.

Процеси стиснення ґрунту, пов'язані з часом, суттєво впливають на характер роботи основи споруди і повинні бути враховані під час проєктування.

Щоб судити про розміри майбутнього осідання ґрунту під фундаментом, слід знати залежність змін пористості від зміни тиску, тобто потрібно знати стисливість ґрунтів. Ця залежність встановлюється дослідним шляхом – лабораторним і польовим.

Стисливість ґрунтів визначається за ДСТУ Б В.2.1-4-96. Показниками, що характеризують стисливість, є коефіцієнт ущільнення α і модуль загальної деформації E .

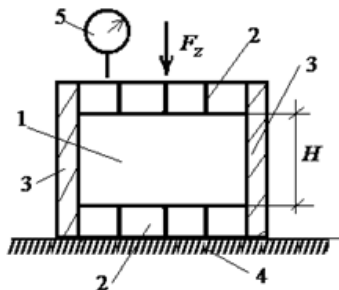
Коефіцієнт ущільнення ґрунту α - це відношення зміни коефіцієнта пористості до різниці тисків, яка викликала цю зміну.

Модуль загальної деформації ґрунту E - це коефіцієнт пропорційності між відносною деформацією ґрунтового зразка і вертикальним тиском на зразок.

Найбільш точні результати отримують польовим методом, однак через громіздкість та дорожнечу польових досліджень більш поширеним є лабораторний спосіб випробувань. Він складається з випробування зразків ґрунту на особливому приладі, який дозволяє здійснювати об'ємне стиснення зразку ґрунту. Схему такого приладу, який називається компресіометром або одометром, зображено на рис. 5.1. Вважають, що ґрунт в одометрі випробовують в умовах неможливості бічного розширення, а тому деформації зсуву у ґрунті виключаються. Залишається лише деформація за рахунок зменшення об'єму пор, і за міру деформації можна прийняти величину зміни коефіцієнта пористості e . Одометр складається з наступних деталей: робочого кільця 2 із внутрішнім діаметром 87,6 мм і висотою 25 мм, циліндричної обойми 3, перфорованої

вкладки під кільце 4 і піддону з ємкістю для води 5, а також індикатора переміщень годинникового типу 1 для вимірювання вертикальних деформацій ґрунту з ціною поділки 0,01 мм.

а)



б)

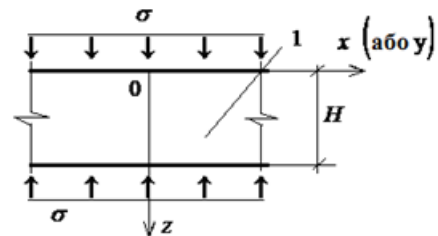


Рисунок 5.1 – Схема випробування зразка ґрунту у компресійному приладі (одометрі): а) схема експериментальної установки; б) розрахункова схема випробувань; 1 – ґрунтовий зразок циліндричної форми; 2 – верхній і нижній пористі металеві штампи; 3 – жорстка кругла обойма; 4 – жорстка основа; 5 – індикатор вимірювання вертикальних переміщень; H – висота зразка; F_z – вертикальна зосереджена сила; σ – вертикальні напруження

Порядок виконання досліджень наступний.

1. Зразок ґрунту в робочому кільці встановлюють в обойму компресійного приладу.
2. За індикатором приладу знімають початковий відлік до прикладення навантаження на зразок.
3. Передають на зразок тиск P_i ступенями по 0,1; 0,2; 0,3; 0,4 МПа і т.і. Величину тиску доводять до півторакратної величини проектного розрахункового тиску на ґрунт.
4. Після прикладання кожного ступеня тиску показання індикаторів n_i слід реєструвати через 0,25; 0,5; 1; 2; 5; 10; 20; 30 хв. і далі по 30 хвилин до досягнення умовної стабілізації деформації ґрунту.

За критерій умовної стабілізації деформації ґрунту при даному ступені тиску приймають деформацію, яка не перевищує 0,01 мм:

- ✓ для глинистих ґрунтів - за 16 год;
- ✓ для пилюватих і дрібних пісків - за 4 год.

5. Результати вимірювань заносять у табл. 5.1.

Таблиця 5.1 – Результати вимірювань

№ п/п	Час (хвилини, години)	Тиск на зразок P , МПа	Показання індикатора, n	Деформація зразка, $\Delta h = n_{i+1} - n_i$, мм	Відносний стиск зразка, $\varepsilon_i = \Delta h/h_0$	Коефіцієнт пористості ґрунту, $e = e_0 - \varepsilon_i \cdot (1 + e_0)$	Коефіцієнт ущільнення, $a = \frac{\Delta e}{\Delta P}$, МПа ⁻¹

За даними табл.5.1 будують графік залежності відносних деформацій від вертикального тиску $\varepsilon = f(P)$ (рис. 5.2).

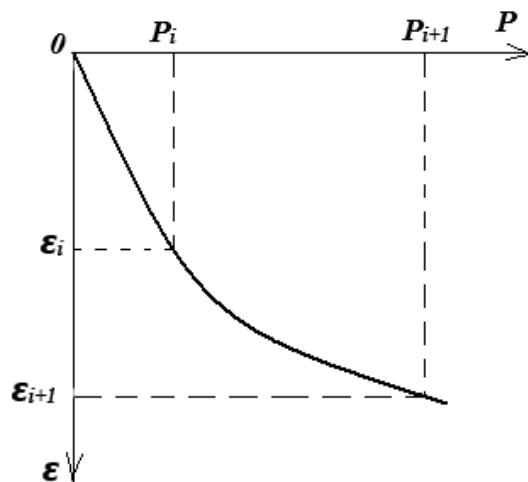


Рисунок 5.2 – Залежність відносної деформації ґрунту ε від тиску P

Коефіцієнт пористості e_i по усереднених значеннях відносних деформацій ε_i , які беруть із графіка при будь-якому тиску P обчислюють за формулою:

$$e = e_0 - \varepsilon_i \cdot (1 + e_0), \quad (5.1)$$

де e_0 – початковий (до прикладення навантаження) коефіцієнт пористості ґрунту.

Можна отримати коефіцієнт пористості і шляхом вимірювання висоти зразка під навантаженням. Початкова висота зразка h , яка відповідає навантаженню $\sigma = 0$, за будь-якого наступного навантаження зменшується до величини

$$h_i = h - \Delta h_i,$$

де Δh_i – виявлене осідання від навантаження h_i (рис. 5.1,б). Враховуючи, що вага кістяка зразка

$$Q_{кіст} = \gamma_{num_p} V_{кіст} = \gamma_{num_p} h_0 F,$$

знаходять наведену висоту кістяка ґрунту

$$h_0 = \frac{Q_{кіст}}{\gamma_{num_p} F}. \quad (5.2)$$

Виходячи з цього, початковий коефіцієнт пористості дорівнюватиме

$$e_0 = \frac{(h - h_0)F}{h_0 F} = \frac{h - h_0}{h_0}. \quad (5.3)$$

Коефіцієнт пористості від будь-якого навантаження σ_i дорівнюватиме

$$e_i = \frac{(h - h_i)F}{h_i F} = \frac{h - h_i}{h_i}. \quad (5.4)$$

Коефіцієнт ущільнення на інтервалі тисків обчислюють за формулою:

$$a = \frac{e_i - e_{i+1}}{P_{i+1} - P_i}, \quad (5.5)$$

Для визначення коефіцієнта ущільнення ґрунту a розглядають ділянку компресійної залежності в діапазоні зміни напруження від власної ваги ґрунту $P_i = \sigma_{zq}$ до проектного напруження $P_{i+1} = \sigma_{zq}$ на проектній глибині z (рис. 5.3).

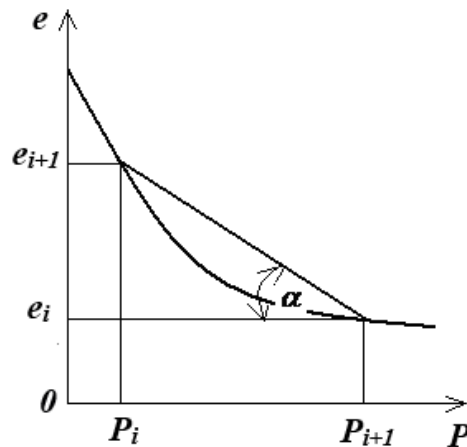


Рисунок 5.3 – Компресійна крива

Компресійний модуль деформації ґрунту E_k в інтервалі тисків від P_i до P_{i+1} слід визначати за формулою:

$$E_k = \frac{1 + e_0}{a}, \quad (5.6)$$

де β – емпіричний коефіцієнт, який ураховує відсутність поперечного розширення ґрунту в компресійному приладі. Його слід приймати рівним:

- ✓ для пилюватих і мілких пісків – $\beta = 0,8$;
- ✓ для супісків – $\beta = 0,7$;
- ✓ для суглинків – $\beta = 0,5$;
- ✓ для глин – $\beta = 0,4$.

Модуль деформації, який відповідає натурним випробуванням (іноді його називають штаповим), обчислюють з урахуванням коригуючого коефіцієнта m_k , який слід приймати за табл. 5.2.

Таблиця 5.2 – Коригуючий коефіцієнт m_k

Тип ґрунту	Коефіцієнт пористості, e									
	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3
Супіски	4,0	4,0	3,5	3,0	2,0	-	-	-	-	-
Суглинки	5,0	5,0	4,5	4,0	3,0	2,5	-	-	-	-
Глини	-	-	6,0	6,0	5,5	5,0	4,5	4,0	3,5	2,5

Для визначення штампового модуля загальної деформації використовують формулу виду:

$$E = E_k \cdot m_k . \quad (5.7)$$

При дослідженні фізико-механічних властивостей основи випробовують ґрунти з непорушеною структурою. При проектуванні різних земляних споруд (гребель, дамб, насипів тощо) досліджують зразки з порушеною структурою. Криві для ґрунтів з непорушеною структурою значно більш пологі, ніж криві для тих же ґрунтів з порушеною структурою, що свідчить про більшу стисливість останніх (рис. 5.4).

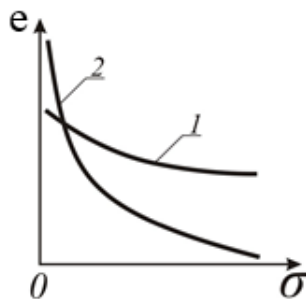


Рисунок 5.4. – Компресійні криві для непорушеної (1) та порушеної (2) структур

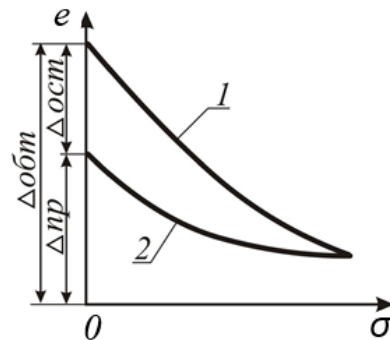


Рисунок 5.5. – Криві: 1 – ущільнення (навантаження) ґрунтів; 2 – набрякання (розвантаження)

Якщо після обтискування ґрунту деяким навантаженням та стабілізації осідання перейти до поступового зняття навантаження, то крива розвантаження не збігатиметься з кривою навантаження (рис. 5.5). Це пояснюється тим, що у ґрунтах окрім пружних мають місце й залишкові деформації, які є незворотними. Вони спричинені руйнуванням структурних зв'язків у процесі навантаження та зміщення структурних часток.

У деяких проєктних інститутах вважають більш наочним замість залежності « $e-\sigma$ » будувати аналогічні криві модуля осідання l_{σ_i} . Модуль осідання являє собою відносну деформацію зразка під впливом докладеного навантаження і розраховується за формулою:

$$l_{\sigma_i} = 1000 \frac{\Delta h_i}{h} \text{ мм/м}, \quad (5.8)$$

де h - висота зразка, Δh_i - абсолютна деформація зразка, викликана напруженням σ_i . Криву модуля осідання наведено на рис. 5.6.

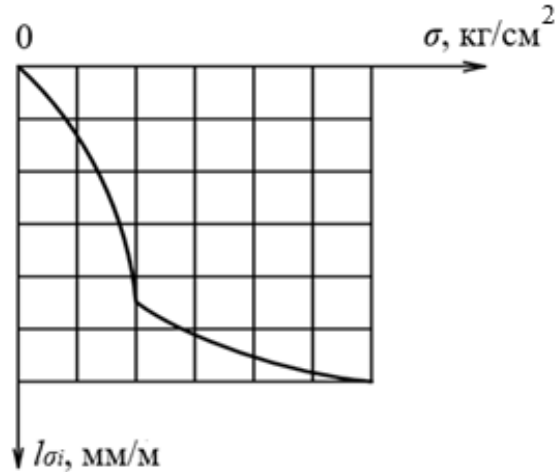


Рисунок 5.6 – Крива модуля осідання

Зараз поведінка ґрунтів під навантаженням все частіше досліджується в стабілометрах, тобто зі застосуванням спеціального приладу (типу приладу Кармана), які дозволяють проводити дослідження в об'ємному напруженому стані ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$).

5.2 Особливості випробувань лесів та лесоподібних ґрунтів

У групі зв'язних (глинистих) ґрунтів зустрічаються особливі різновиди, які називаються лесовими. Лесові та лесоподібні ґрунти мають спільне еолове походження – відкладення цих осадочних порід утворилися в результаті переносу твердих часток повітрям в умовах недостатньої вологості. Для обох видів ґрунтів характерною є властивість підвищеного просідання. Ця особливість лесових ґрунтів вже розглядалась вище.

Просадочні властивості цих ґрунтів полягають у тому, що коли осідання основи від ваги будинків і споруд практично повністю завершилося, то при додатковому замочуванні можуть виникнути додаткові деформації без

додаткового навантаження. Існують різні теорії, які пояснюють це явище. Нині однією з найбільш переконливих вважається теорія М.Я. Давидова. Основні її положення зводяться до наступного:

1. Лесові породи формувалися в умовах недостатнього зволоження і характерним для них є недоущільненість.

2. Зв'язок між найдрібнішими частками лесового ґрунту пояснюється дією молекулярних сил тяжіння, яка викликана первинним зчепленням, а також скріпленням окремих часток в агрегати різними солями. Ці сольові зв'язки названі вторинним зчепленням.

3. Процес просідання виникає під дією розклинюючого впливу тонких плівок води і розчинення сольових сполук. У результаті виникає докорінна зміна структури лесового ґрунту. Частки та агрегати подрібнюються, укладаються більш компактно, що призводить до значної деформації – просідання.

4. Формуванню просідання сприяють також і різні інші фактори, наприклад, механічний і мінералогічний склади ґрунту, висока пористість, невисока природна вологість ґрунту тощо.

Лесові та лесоподібні ґрунти мають значне поширення як у нашій країні, так і за кордоном. Питання щодо будівництва на цих ґрунтах являє собою самостійну проблему. У межах даного курсу лесові ґрунти розглядатимуться лише у зв'язку із з'ясуванням компресійної залежності « $e-\sigma$ ». Ця залежність також визначається в два етапи шляхом випробувань в одометрах. Різниця полягає в тому, що після стабілізації деформацій на першому етапі зразок додатково замочують водою при тому ж навантаженні. У результаті випробувань крива має вигляд, який зображено на рис. 5.7.

Здатність лесового ґрунту до просадки оцінюється величиною *коефіцієнту відносної просадки* δ_{np} , який визначається виразом

$$\delta_{np} = \frac{h-h'}{h_0}, \quad (5.9)$$

де h - висота (см) зразка ґрунту природної вологості, обтиснутого без можливості бічного розширення тиском σ_i , який дорівнює тиску від ваги споруди та власній вазі вище розташованого ґрунту;

h' – висота (см) того самого зразка ґрунту після пропускання крізь нього води при збереженні тиску σ_i ;

h_0 – висота (см) того самого зразка ґрунту природної вологості, обтиснутого тиском, який дорівнює природному, без можливості бічного розширення.

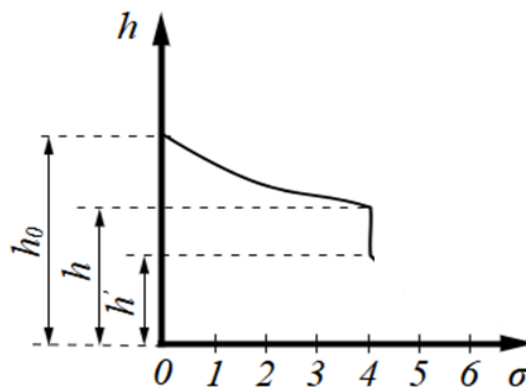


Рисунок 5.7 – Компресійна крива просадкового ґрунту
(за методом однієї кривої)

Визначення характеристик просадкових лесових ґрунтів відбувається за ДСТУ Б В.2.1-22:2009. Властивості просадкових ґрунтів характеризуються такими параметрами:

- ✓ відносної просадкою ε_{sL} ;
- ✓ абсолютною просадкою S_{sL} ;
- ✓ початковим просадковим тиском P_{sL} ;
- ✓ початковою просадковою вологістю W_{sL} .

Під **відотною просадкою** ε_{sL} розуміють відношення різниці висот ґрунтових зразків у природному стані і при їх повному водонасиченні до висоти ґрунтового зразка у природному стані. Її визначають за формулою:

$$\varepsilon_{sL} = \frac{h_{n,p} - h_{sat,p}}{h_{n,q}}, \quad (5.10)$$

де $h_{sat,p}$ і $h_{n,p}$ – висоти ґрунтових зразків при їх повному водонасиченні (тобто при $W = W_{sat}$) і у природному стані, які знаходяться під впливом сумарного навантаження від власної ваги ґрунту σ_{zq} і додаткового тиску σ_{zp} (тобто $p = \sigma_{zq} + \sigma_{zp}$), $h_{n,q}$ – висота ґрунтового зразка природної вологості, що знаходиться під дією природного тиску. Відносну просадку визначають у компресійному приладі відповідно до. Ґрунт вважають просадковим, якщо виконується умова $S_{sL} \geq 0,01$.

Під **абсолютною просадкою** S_{sL} розуміють деформацію основи, обумовлену її зволоженням і діючими в основі напруженнями. Розрізняють:

- ✓ абсолютну просадку від власної ваги ґрунту $S_{sL,q}$;
- ✓ абсолютну просадку від зовнішнього навантаження $S_{sL,p}$;
- ✓ абсолютну сумарну просадку S_{sL} .

Під **початковим просадковим тиском** P_{sL} розуміють такий мінімальний тиск, при якому починають розвиватися просадкові деформації.

Під **початковою просадковою вологістю** W_{sL} розуміють таку мінімальну вологість, за якої починають розвиватися просадкові деформації.

Відносну просадку лесових ґрунтів можна обчислювати або за методом однієї кривої, або за методом двох кривих.

5.2.1 Визначення відносної просадки за методом однієї кривої

1. Зразок ґрунту непорушеної структури, відібраний з глибини z від поверхні, розміщують у компресійному приладі (рис 5.1).

2. За індикатором приладу знімають нульовий відлік n_0 при тиску $\sigma = 0$.

3. Обжимають зразок ґрунту тиском $P_{zq} = \gamma \cdot z$ або $\sigma_{zq} = \gamma \cdot z$, що діє на глибині z , від власної ваги ґрунту, а після стабілізації деформацій знімають відлік n_1 за індикатором приладу.

4. Обжимають зразок ґрунту тиском $P_z = P_{zq} + P_{zp}$ або $\sigma_z = \sigma_{zq} + \sigma_{zp}$, і після повної стабілізації деформації знімають відлік n_2 .

5. Замочують зразок ґрунту до повного насичення водою і після повної стабілізації деформації знімають відлік n_3 .

6. Результати заносять до табл. 5.3

Таблиця 5.3 – Результати вимірювань

№	Тиск на зразок, МПа	Дані про замочування	Показання індикаторів, мм	Деформація зразка, мм	Висота зразка h , мм	Відносна просадка, ε_{sL}
1	P	Відсутні	n_0	0	$h_0 = 25$	ДИВ. (5.10)
2	$P = P_{zq}$	Відсутні	n_1	$\Delta h_1 = n_1 - n_0$	$h_{n,q} = h_0 - \Delta h_1$	
3	$P = P_z$	Відсутні	n_2	$\Delta h_2 = n_2 - n_0$	$h_{n,p} = h_0 - \Delta h_2$	
4	$P = P_z$	Відсутні	n_3	$\Delta h_3 = n_3 - n_0$	$h_{sat,p} = h_0 - \Delta h_3$	

За результатами вимірювань будують графік, який зображено на рис. 5.8.

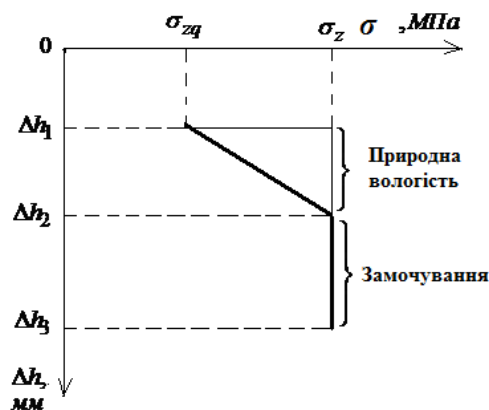


Рисунок 5.8 – До визначення відносної просадки за методом однієї кривої

5.2.2 Визначення відносної просадки за методом двох кривих

Визначення відносної просадки ε_{sL} і початкового тиску $P_{sL,0}$ за допомогою методу двох кривих виконують також в компресійному приладі (рис. 5.1).

Випробовуванню підлягають два зразки ґрунту з різною вологістю.

Вологість першого зразка повинна відповідати природній вологості, W_s .

Вологість другого зразка повинна відповідати природній вологості ґрунту за умови його повного насичення водою, W_{sat} .

Лабораторні випробування виконуються у наступному порядку

1.1. Зразки ґрунту непорушеної структури розміщують у компресійних приладах.

1.2. За індикаторами приладів знімають початковий відлік Δ_0 , який відповідає нульовому навантаженню на зразок $P_0 = 0$.

1.3. Другий зразок у компресійному приладі насичують водою до повного водонасичення (у цьому випадку ступінь вологості $S_r \rightarrow 1$).

1.4. Зразки в компресійних приладах навантажують ступенями навантаження P_i . Крок прикладання навантаження приймають рівним $\Delta P_i = 0,05$ МПа.

1.5. Кожний ступінь навантаження доводять до умовної стабілізації.

1.6. Під час проведення випробувань із використанням індикатора переміщень годинникового типу реєструють деформації зразків ґрунту з точністю до 0,01 мм.

5.2.3 Розрахунок відносної просадки та просадкового тиску за методом двох кривих відбувається у наступному порядку:

1.1. Спочатку для кожного із ступенів навантаження обчислюють деформації зразків ґрунту природної вологості (Δh_i) та ґрунту при повному водонасиченні ($\Delta h'_i$).

1.2. Для визначення деформацій Δh_i ґрунтового зразка *природної вологості* використовують формулу $\Delta h_i = n_i - n_0$,

де n_0 - нульовий відлік, а n_i - відлік за індикатором після стабілізації i -того ступеня навантаження.

1.3. Для визначення деформацій $\Delta h'_i$ повністю водонасиченого ґрунтового зразка використовують формулу $\Delta h'_i = n'_i - n'_0$,

де n'_0 - нульовий відлік, а n'_i - відлік за індикатором після стабілізації i -того ступеня навантаження.

1.4. Для визначення відносних деформацій ґрунтових зразків природної вологості і повністю водонасичених використовують формули виду $\varepsilon_i = \frac{\Delta h}{h}$

(зразок природної вологості) і $\varepsilon'_i = \frac{\Delta h'}{h'}$ (повністю водонасичений зразок).

Тут h - початкова (до прикладення навантаження) висота зразка природної вологості; h' - висота повністю водонасиченого зразка.

1.5. Результати розрахунків заносять до табл. 5.4

Таблиця 5.4 – Результати випробувань та розрахунків

№	Результати випробувань ґрунту							Відносна просадка $\varepsilon_{sL} = \varepsilon - \varepsilon'$
	При природній вологості				При повному водонасиченні			
	P_i	n_i	Δh_i	ε_i	n'_i	$\Delta h'$	ε'_i	
	0							
	0,05							
	0,10							
	0,15							
	0,20							
	0,25							
	0,30							
	0,35							

1.6. Величину відносної просадки обчислюють за формулою:

$$\varepsilon_{sL} = \varepsilon - \varepsilon' = \frac{\Delta h}{h} - \frac{\Delta h'}{h'}. \quad (5.11)$$

1.7. Залежності відносної деформації від діючого на зразок навантаження для наочності представляють у графічній формі (рис. 5.9).

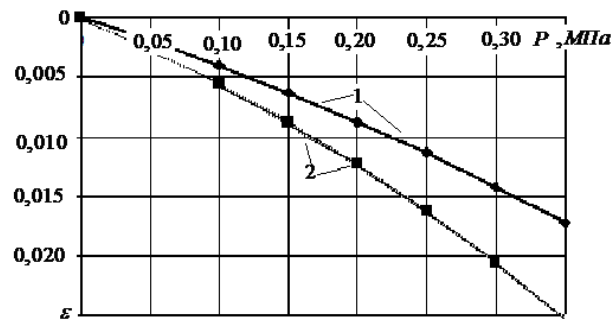


Рисунок 5.9 – Метод двох кривих. Залежність "відносна деформація - навантаження на зразок" (схема): 1 – зразок природної вологості; 2 - повністю водонасичений зразок

1.8. Залежності відносної просадки від діючого на зразок навантаження для наочності слід представити у графічній формі (рис. 5.10).

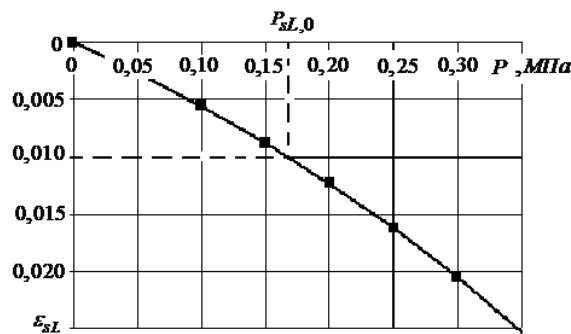


Рисунок 5.10 – Метод двох кривих. До визначення початкового просадкового тиску $P_{sL,0}$ (схема)

1.9. На графіку $\varepsilon_{sL} = f(P)$ визначають точку з ординатою $\varepsilon_{sL} = 0,01$. Відповідна їй абсциса є значенням початкового просадкового тиску $P_{sL,0}$.

Наступним кроком розраховують абсолютну просадку S_{sL} .

Для цього використовують наступну формулу:

$$S_{sL} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sL,i} \cdot k_{sL,i} \cdot h_i, \quad (5.12)$$

де $\varepsilon_{sL,i}$ - відносна просадка i -того ґрунтового шару; h_i - його товщина; $k_{sL,i}$ - коефіцієнт умов роботи.

Якщо слід визначити абсолютну просадку від власної ваги ґрунту $S_{sL,q}$, то приймають $k_{sL,i} = 1$.

У тому випадку, коли потрібно визначити просадку від переданого на ґрунт через підшву фундаменту навантаження $S_{sL,p}$ або просадку від сумарного навантаження від власної ваги ґрунту, або від сумарного навантаження (власна вага ґрунту + навантаження, яке передається на основу через підшву фундаменту) $S_{sL,p+q}$, то коефіцієнт $k_{sL,i}$ визначають таким чином:

$k_{sL,i} = 1$ при ширині фундаменту $b > 12$ м;

$$k_{sL,i} = 0,5 + 1,5 \cdot \frac{P_{sr} - P_{sL0,i}}{P_0} \text{ при ширині фундаменту } b < 3 \text{ м.}$$

Якщо ж ширина фундаменту становить $3 \leq b \leq 12$ м, то коефіцієнт умов роботи $k_{sL,i}$ слід визначати за допомогою інтерполяції; P_{sr} - середній тиск під підшвою фундаменту; $P_{sL0,i}$ - початковий просадковий тиск на розрахунковій глибині; $P_0 = 100$ кПа.

Якщо абсолютна просадка від власної ваги ґрунту $S_{sL,q} \leq 5$ см, то ґрунтова товща відноситься до **першого типу ґрунтових умов за просадкою**.

Якщо ж абсолютна просадка від власної ваги ґрунту $S_{sL,q} > 5$ см, то ґрунтова товща відноситься до **другого типу ґрунтових умов за просадкою**.

5.3 Закон ущільнення ґрунтів

Компресійні криві характеризують здатність ґрунтів ущільнюватися під впливом навантажень. Здатність ґрунту до ущільнення оцінюється коефіцієнтом ущільнення – a . Він відображає відношення різниці коефіцієнтів пористості до різниці відповідних тисків та має розмірність $\text{см}^2/\text{кг}$ (МПа^{-1}). Методику його визначення було наведено вище.

З розглянутої ділянки кривої BC (рис. 5.11) маємо

$$a = \operatorname{tg} \alpha = \frac{e_B - e_C}{\sigma_C - \sigma_B}, \text{ або } e = a\sigma. \quad (5.13)$$

Криволінійна залежність коефіцієнту пористості від тиску показує, що коефіцієнт ущільнення в процесі стиснення змінює свою величину. Так, для ділянки кривої AB коефіцієнт ущільнення $\operatorname{tg} \beta$ очевидно більший, ніж для ділянки ED $\operatorname{tg} \gamma$ при тій же різниці тисків $\operatorname{tg} \beta > \operatorname{tg} \gamma$.

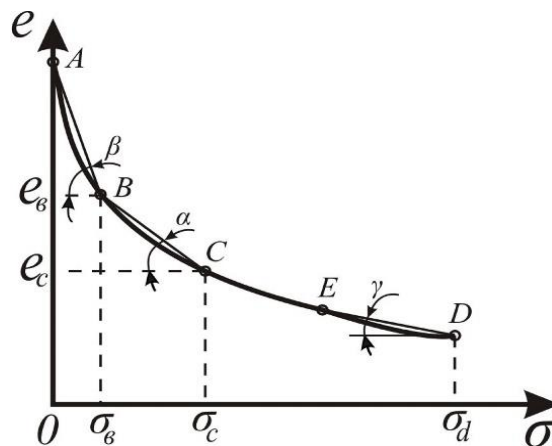


Рисунок 5.11 – Коефіцієнт ущільнення ґрунту $a = \operatorname{tg} \alpha$

Для цілей реального проєктування величина a визначається в межах ділянки компресійної кривої, яка відповідає тискові на ґрунт від споруди (наприклад, ділянка BC , де $a = \operatorname{tg} \alpha$). Залежність (5.13) виражає один із законів механіки ґрунтів – **закон ущільнення**. Йому належить провідне місце у практичних розрахунках осідання фундаментів споруд.

Закон ущільнення формулюється таким чином: **при невеликих змінах тисків зміна коефіцієнту пористості прямо пропорційна зміні напружень, які діють у ґрунті**.

Саме ця умова – деформація прямо пропорційна тискові – дозволяє замінити у дійсності криволінійну залежність « $e-\sigma$ » лінійною, що робить можливим застосувати закономірності теорії пружності до пухких (дисперсних) ґрунтів.

У залежності від величини коефіцієнту ущільнення для тиску $1,5-2,0 \text{ кг/см}^2$ ґрунти за ступенем стисливості поділяються на три види:

- ✓ при $a \leq 0,01 \text{ см}^2/\text{кг}$ – слабкостисливі;
- ✓ при $a = 0,01 - 0,06 \text{ см}^2/\text{кг}$ – середньостисливі;
- ✓ при $a > 0,06 \text{ см}^2/\text{кг}$ – сильностисливі.

5.4 Опір ґрунтів зсуву

Якщо до поверхні ґрунту основи докласти навантаження, то у ньому виникає напружений стан. На рис. 5.12 розглянемо напружено-деформований стан ґрунту в основі фундаментної конструкції, що виник від навантаження.

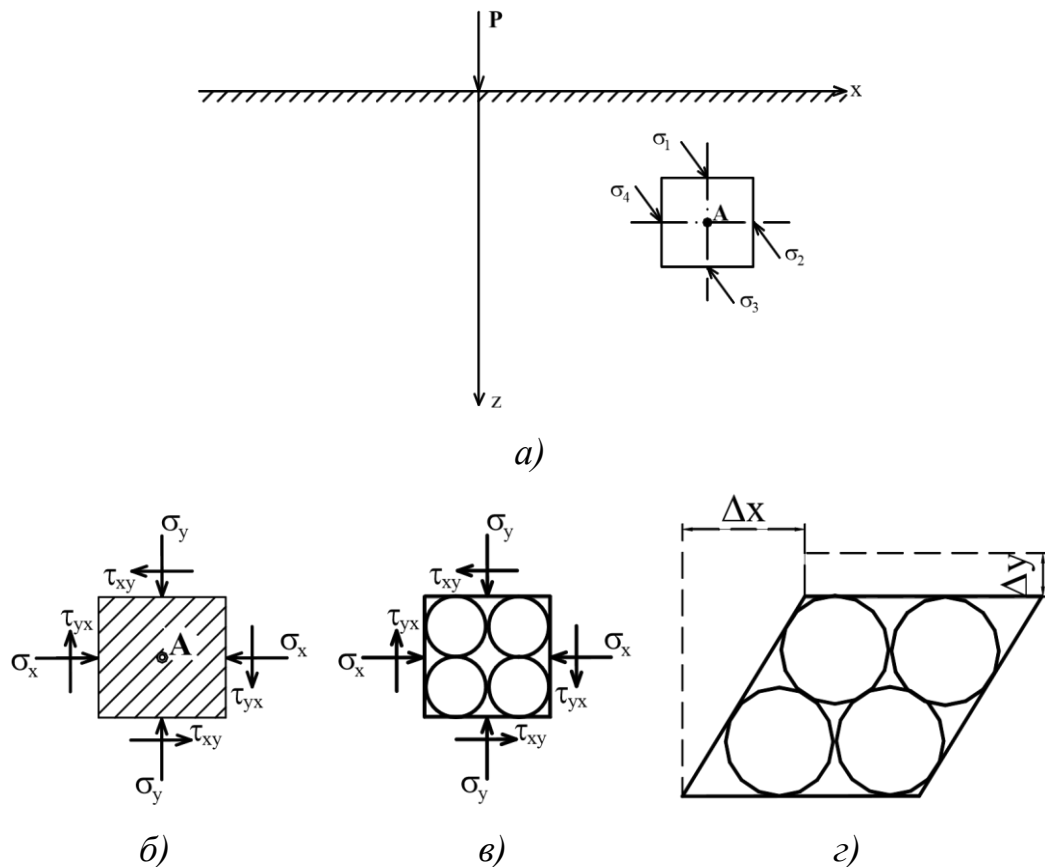


Рисунок 5.12 – Напружено-деформований стан ґрунту в основі

Уявімо, що силовий вплив від зосередженої сили P поширюється в ґрунті в усі боки аж до виділеного до довільної точки A елементарного об'єму у формі куба, на рис. 5.12,а.

У результаті дій прикладених до граней напружень куб перебуває у стані рівноваги.

Повні напруження на гранях куба можна розкласти на нормальні σ і дотичні τ складові, див. рис. 5.12,б. *Нормальні напруження* викликають у кубі стиснення (розтягнення), а *дотичні напруження* зсувають його, перекошують.

Уявімо, що зерна ґрунту у межах виділеного елемента мають форму куль, які зв'язані між собою у точках контакту, на рис. 5.12,в. В умовах схеми, що розглядається, нормальні напруження прагнуть ущільнити ґрунт, а дотичні забезпечують відносний зсув зерен, тобто, руйнують його структуру.

У тому випадку, коли дотичні зусилля перевершать опір зерен у точках контакту, відбудеться відносний зсув і виникає стан, який характеризується зміщеннями Δy та Δx , див. рис. 5.12, г. Ці зсуви (деформації) є незворотними і свідчать про руйнування ґрунту у даній точці. Причиною стали дотичні напруження τ , які в даному випадку перевищили *величину внутрішнього опору ґрунту зсувові* R_τ .

По відношенню величин τ і R_τ можна зробити наступні висновки щодо міцності ґрунту у даній точці, а саме

- ✓ при $\frac{\tau}{R_\tau} < 1$ - стан ґрунту стійкий;
- ✓ при $\frac{\tau}{R_\tau} = 1$ - стан ґрунту граничний;
- ✓ при $\frac{\tau}{R_\tau} > 1$ - стан ґрунту нестійкий (ґрунт руйнується).

Таким чином, для виявлення умов роботи ґрунту в основі необхідно вміти визначити величину дотичних напружень τ у будь-якій точці і величину внутрішнього опору ґрунту зсуву R_τ .

Внутрішній опір ґрунту зсуву відбувається в результаті сил тертя на елементарних площинках між частками та зчеплення між ними, а сили тертя залежать від нормальних до площинок тисків.

У свою чергу, нормальні напруження залежать від тієї частки загального напруження в ґрунті, яку складають ефективні напруження. **Нейтральні**

напруження у поровій воді на величину сил тертя не впливають. Відповідно, опір ґрунту зсуву залежить від його фізичного та напруженого стану.

Суспензорна дія води, збільшення частки нейтральних напружень, вібраційне навантаження (низької частоти) зменшують нормальні напруження, а разом і *величину коефіцієнту тертя*. У великозернистих водонасичених ґрунтах з твердим кістяком увесь зовнішній тиск передається на кістяк (стає ефективним), і тут тертя між частками проявляється повністю.

Для глинистих ґрунтів величина внутрішнього тертя залежить від того, яка частина зовнішнього навантаження передалася на кістяк ґрунту, а від цього, у свою чергу, залежить величина тертя між частками і, відповідно, опір ґрунту зсуву.

Зчеплення (зв'язність) визначається наявністю капілярного тиску в ґрунті, поверхневого натягу води в порах, силами молекулярного тяжіння між частками ґрунту і наявністю в ґрунті в'язких речовин, наприклад, різних солей. Вплив зазначених факторів на зв'язність у різних ґрунтах різний. Наприклад, капілярний тиск, який залежить від діаметру пор, сильніше виявляється у глинистих ґрунтах, ніж у сипучих. Він зникає у водонасичених ґрунтах і в'язучої дії на ґрунт не чинить. Поверхнєве натягіння є тим більшим, чим меншим є розмір часток ґрунту і чим нижчим є ступінь їх водонасиченості.

Сили молекулярного тяжіння залежать від щільності ґрунту, вмісту в ґрунті тонкозернистих фракцій та від питомої поверхні часток. Чим вищим є вміст у ґрунті тонкозернистих фракцій і чим більшою є питома поверхня часток, тим більшою є і молекулярне напруження. Ці залежності особливо чітко проявляються у щільних глинах.

Капілярний тиск і поверхневий натяг тісно пов'язані із ступенем водонасиченості ґрунту, який має тенденцію різко змінюватися у часі. Навпаки, молекулярне тяжіння і дія в'язучих речовин відрізняються постійністю. Ця відмінність відбивається на властивостях глинистих ґрунтів. Так, глина у сухому стані має значну зв'язність, тобто, добре опирається зсуву та відриву. Під водою глина, яке не містить в'язучих домішок, розмокає та розпадається.

У практиці проектування правильна оцінка зв'язності ґрунтів як фактору їх міцності є першорядною. Ця оцінка повинна базуватися на врахуванні умов, які можуть призвести до кількісної зміни зв'язності у часі. Г.К. Клейн рекомендує розрахункове значення сил зчеплення приймати у 2-4 рази менше за нормативне.

Тертя в ґрунтах проявляється при деформаціях зсуву. У зв'язних ґрунтах зсув супроводжується складним рухом часток у зруйнованому шарі, з подоланням не лише сил тертя, але й зчеплення. Лише в пісках, які не мають зв'язності, можна спостерігати тертя у відокремленому, чистому, вигляді.

Коефіцієнт внутрішнього тертя, який являє собою відношення зсуваючого зусилля до тиску, який є нормальним до поверхні ковзання, залежить від багатьох факторів, з яких головними є наступні:

- ✓ мінеральний склад ґрунту;
- ✓ зерновий склад ґрунту;
- ✓ форма зерен (обкатана, пластинчаста та голчаста);
- ✓ стан поверхні зерен (округлий чи кутастий);
- ✓ щільність ґрунту;
- ✓ ступінь водонасиченості;
- ✓ величина та вид тиску;
- ✓ наявність вібраційних навантажень тощо.

Чим більшими є зерна, тим тертя при інших рівних умовах є вищим. Вміст зерен лускоподібної форми підвищує тертя, як і збільшення щільності ґрунту. Із зволоженням піщаних ґрунтів тертя в них зменшується. Під водою коефіцієнт тертя різко падає, що пояснюється суспензорною дією води. Вібраційне навантаження також суттєво знижує внутрішнє тертя. Таким чином, руйнування ґрунту відбувається у тому випадку, коли зсуваючі зусилля перевищують межу міцності ґрунту на зсув. Таким чином, руйнування ґрунту відбувається у тому випадку, коли зсуваючі зусилля перевищують межу міцності ґрунту на зсув.

У механіці ґрунтів розрізняють **крихке** і **пластичне** руйнування. При **крихкому руйнуванні** матеріал втрачає суцільність, причому утворюються тріщини відриву або зсуву, він розпадається на частини або окремі шматки. Цей процес називають **крихким руйнуванням**. Такий характер руйнування властивий, наприклад, зразкам міцних скельних ґрунтів.

Якщо в процесі навантаження відбувається необмежене пластичне деформування матеріалу без видимої зміни його цілісності, що відбувається в часі, то кажуть, що має місце **пластичне руйнування** ґрунту.

До теперішнього часу в фізиці не розроблено єдину теорію міцності, і тому для різних матеріалів використовуються ті теорії, які показують найкращу відповідність результатами експериментів.

Стосовно до піщаних ґрунтів ще в 1773 р. французьким вченим Ш. Кулоном було експериментально встановлено, що їх руйнування відбувається за рахунок зсуву однієї частини ґрунту по іншій. При цьому опір розтягненню в ґрунтах практично відсутній. Цим допущенням відповідає закон Кулона-Мора, який для випадку граничного напруженого стану графічно може бути представлений так, як це показано на рис. 5.13.

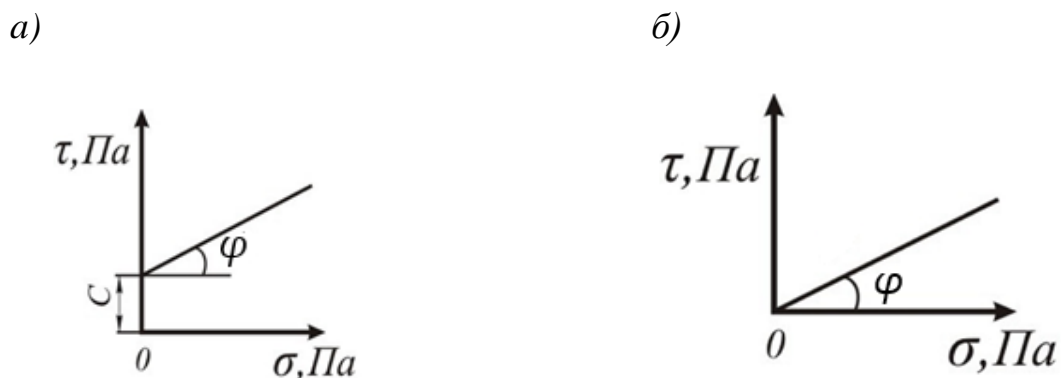


Рисунок 5.13 – Графік опору зсуву зв'язних (а) і сипучих (б) ґрунтів

У зв'язних ґрунтах існує зчеплення c , величина якого за відсутності вертикального тиску ($P_v = 0$) дорівнює

$$c = \frac{S}{F}.$$

Відрізок, який дорівнює величині c , відкладається на осі ординат, див. на рис. 5.13,а.

При випробовуванні ґрунтів, які не мають зчеплення, на початку дослідів зразок не завантажують вертикальною силою, приймаючи $\sigma = 0$ та $\tau = 0$. У координатній системі « $\tau - \sigma$ » ця точка збігається з початком координат. У подальшому досліді проводять так само, як і у випадку зв'язних ґрунтів.

Досліди показують, що залежність « $\tau - \sigma$ » практично завжди виявляється лінійною, нахиленою до осі абсцис під кутом φ . Безпосередньо з графіку на рис. 5.13,а можна написати наступну залежність:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi, \quad (5.14)$$

позначивши $\operatorname{tg} \varphi = f$, отримаємо

$$\tau = c + \sigma f. \quad (5.15)$$

Тут φ – кут внутрішнього тертя ґрунту, c – зчеплення, f – коефіцієнт внутрішнього тертя.

Для сипучих ґрунтів з (5.15) при $c = 0$ отримаємо

$$\tau = f\sigma. \quad (5.16).$$

Залежності (5.14-5.16) можна отримати лабораторним або польовим методами, як це було показано у попередньому розділі. Вони несуть досить важливу залежність, яка формулюється наступним чином: ***опір сипучих ґрунтів зсуву є опір тертя, прямо пропорційний нормальному тиску. Опір зв'язного ґрунту зсуву складається з опору тертя, пропорційного нормальному тиску, плюс зчеплення, величина якого не залежить від тиску.*** Це і є закон внутрішнього тертя.

5.5 Закон ламінарної фільтрації ґрунтів

Під **водопроникністю** розуміють здатність ґрунту пропускати через свої пори суцільний потік води. Водопроникність ґрунтів залежить від їх пористості, гранулометричного і мінерального складу, градієнта напору. У механіці ґрунтів

розглядають **ламінальний рух води**, закономірність якого підкорюється закону Дарсі:

$$V = -\frac{k_{\phi}}{\gamma_w} \cdot \left(\frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial P}{\partial y} + \frac{\partial P}{\partial z} \right), \quad (5.17)$$

де V – швидкість руху рідини (тобто води) у порах ґрунту;

k_{ϕ} – коефіцієнт фільтрації;

$\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – питома вага води;

P – тиск у поровій рідині (іноді його називають **поровим тиском**);

x , y і z – координати.

Залежність (5.17) і є математичним записом закону ламінальної фільтрації.

З фізичної точки зору залежність (5.17) означає, що швидкість руху порової рідини у ґрунтовій основі прямо пропорційна **градієнту порового тиску**. Водопроникність ґрунту має велике значення для оцінки будівельних якостей ґрунту. Від водопроникності ґрунту залежить притік ґрунтової води у котловани і ступінь впливу агресивної ґрунтової води на підземні конструкції. У низці випадків фільтрація в основі починається після перевищення градієнтом тиску деякої величини, яка має назву **початкового градієнту тиску**. Ця якість притаманна щільним глинам.

Якщо в ґрунтовій товщі виділити призму AB довжиною l та площею поперечного перерізу S , можна помітити, що тиск води в точці A дорівнюватиме $P_1 = h_1 \times \gamma_w$, а тиск у точці B - $P_2 = h_2 \times \gamma_w$ (рис. 5.14).

Фільтрація води у ґрунті відбувається внаслідок різниці тисків $P_1 - P_2$, яка називається **гідродинамічним або фільтраційним тиском**:

$$\Delta P = P_1 - P_2 = (h_1 - h_2) \times S \times \gamma_w. \quad (5.18)$$

Відповідно до рис. 5.14, швидкість фільтрації V у пісках та глинах, яка підпорядковується закону Дарсі, у цьому випадку може бути представлена наступною формулою:

$$V = K_{\phi} \frac{h_1 - h_2}{l}, \quad (5.19)$$

де $h_1 - h_2$ - гідравлічний напір;

$\frac{h_1 - h_2}{l}$ - гідравлічний нахил;

l - відстань між точками, що розглядаються.

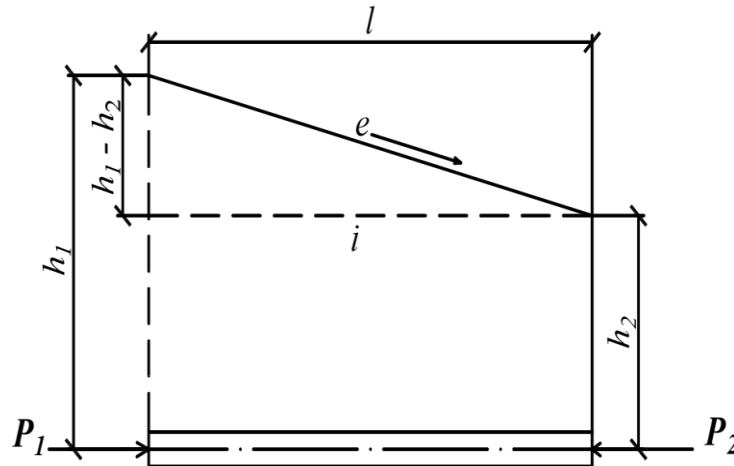


Рисунок 5.14 – Схема для пояснення гідродинамічного тиску в ґрунті

Коефіцієнт фільтрації ґрунту визначають за формулою

$$k_{\phi} = \frac{864 \cdot V_w}{t_m \cdot A \cdot T \cdot J}, \quad (5.20)$$

де k_{ϕ} - коефіцієнт фільтрації;

V_w - об'єм фільтрованої через ґрунт води, см³;

864 - перехідний коефіцієнт (із см/с у м/добу);

t_m - середня тривалість фільтрації за даними декількох випробувань;

A - внутрішня площа фільтраційного циліндра;

$T = 0,7 + 0,03T_w$ - поправочний коефіцієнт для приведення результатів визначення коефіцієнта фільтрації для температури води $t = 10^0\text{C}$;

T_w - температура, при якій визначається коефіцієнт фільтрації;

J - градієнт напору.

Випробування виконують за допомогою приладу КФ-ООМ (рис. 5.15). Суть випробувань полягає у вимірюванні об'єму рідини V_w , яка проходить через

Ґрунт, при заданому значенні градієнта напору J за деякий час і обробці отриманих таким чином даних із використанням формули (5.20).

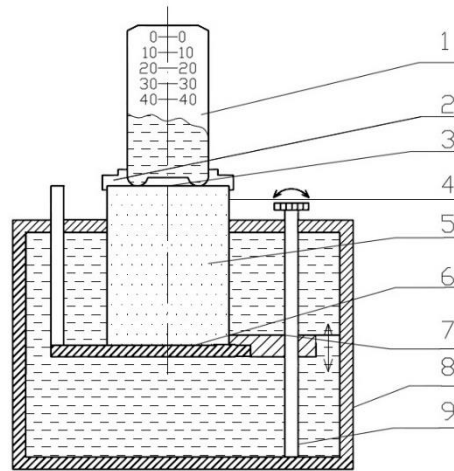


Рисунок 5.15 – Прилад КФ-ООМ: 1 – мірний скляний балон зі шкалою об'єму фільтруючої рідини; 2 – муфта; 3 – латунна сітка; 4 – фільтраційний циліндр; 5 – зразок, що випробовують; 6 – перфороване дно; 7 – підставка; 8 – корпус; 9 – підйомний гвинт

1. Циліндр 4 із ґрунтом 5 непорушеної будови встановлюють на підставку 7 і обертанням опорного гвинта повільно занурюють у воду, що знаходиться в корпусі 8, до позначки градієнта напору 0,8. У процесі водонасичення ґрунту підтримують постійний рівень води біля верхнього краю корпусу.

2. На зразку ґрунту розміщують латунну сітку 3, надягають на циліндр муфту 2, обертанням підйомного гвинта 9 опускають фільтраційний циліндр у крайнє нижнє положення і залишають на 15 хв.

3. Обертанням підйомного гвинта встановлюють циліндр із ґрунтом до суміщення позначки градієнта напору на планці $J = 0,03$ з верхнім краєм кришки корпусу і доливають воду в корпус до верхнього його краю.

4. Вимірюють температуру води, заповнюють мірний скляний балон водою. Потім, закриваючи отвір, перевертають мірний балон отвором донизу і підносять якомога ближче до циліндра з ґрунтом. Далі, відкриваючи отвір, швидко вставляють муфту фільтраційної трубки так, щоб його горлечко торкалося латунної сітки, а у балон рівномірно піднімалися дрібні бульбашки

повітря. Якщо в мірний балон потрапляють великі бульбашки повітря, його необхідно опустити нижче, досягаючи появи дрібних бульбашок.

5. Відмічають час, коли рівень води досягне поділки шкали мірного балона 10 см^3 , приймаючи цей час за початок фільтрації води. Надалі фіксують час, коли рівень води досягне відповідно поділок 20, 30, 40, 50 см^3 . Роблять чотири відліки.

6. Результати заносять у табл. 5.3 і обчислюють коефіцієнт фільтрації ґрунту K_{10} , м/добу, приведений до умов фільтрації за температури 10^0 С . Коефіцієнт фільтрації K_{10} обчислюють до другої значущої цифри. Мінімально допустиме число окремих визначень коефіцієнта фільтрації для кожного зразка ґрунту має становити шість. Даний цикл випробувань повторюється при поступовому збільшенні значень градієнта напору до $J = 1$.

Таблиця 5.3 – Результати вимірювань

№ п\п	Час фільтрації, с		Об'єм фільтрованої води, V_w , см^3	Градієнт напору, J	Коефіцієнт фільтрації ґрунту, K_{10} , м/доб
	Окремі виміри, t_i	Середнє, t_m			

Коефіцієнт фільтрації для різних ґрунтів має наступні значення:

- ✓ $k_\phi \approx 1 \text{ см/с}$ – для великоуламкових ґрунтів;
- ✓ $k_\phi \approx 1 \dots 10^{-2} \text{ см/с}$ – для піщаних ґрунтів;
- ✓ $k_\phi \approx 10^{-2} \dots 10^{-3} \text{ см/с}$ – для супісків;
- ✓ $k_\phi \approx 10^{-3} \dots 10^{-7} \text{ см/с}$ – для суглинків;
- ✓ $k_\phi \approx 10^{-7} \dots 10^{-9} \text{ см/с}$ – для глин.

Рух води в ґрунтах часто супроводжується процесами **механічної суфозії і кольматації**. Під суфозією розуміють винос потоком води, що рухається, з основи дрібних часток ґрунту. Навпаки, кольматація – це закупорка пір основи дрібними частками ґрунту. Наслідок суфозії підвищується пористість ґрунту і,

як наслідок, погіршуються його будівельні якості. При цьому кольматація дренажних систем призводить до поступового їх виходу з ладу.

Вода, проходячи крізь ґрунт, чинить сильний вплив на якості ґрунту, оскільки явища вилуговування, суфозії, розпушення та ущільнення ґрунту, швидкість його обтиснення під навантаженням безпосередньо залежать від швидкості руху води. Урахування наявності фільтрації ґрунтів та гідродинамічного тиску відіграють суттєву роль у будівництві та в усіх випадках повинні підкріплюватися розрахунковим обґрунтуванням.

Контрольні запитання та завдання до Розділу 5

1. Охарактеризуйте явище «тиксотропії».
2. Що таке «ефективний тиск»? «нейтральний тиск»?
3. Викладіть методику побудови компресійної кривої.
4. Що таке «крива модуля осідань»?
5. Чим пояснюються просадкові властивості лесових ґрунтів?
6. Що таке «коефіцієнт відносного просідання»?
7. Сформулюйте закон ущільнення для ґрунтів.
8. Що таке коефіцієнт бічного тиску? Як він визначається?
9. Від яких факторів залежить опір ґрунту зсуву?
10. Від яких факторів залежить зчеплення (зв'язність) ґрунту? .
11. Сформулюйте та запишіть закон тертя в ґрунтах.
12. Сформулюйте та запишіть закон ламінарної фільтрації (закон Дарсі).
13. Як визначається коефіцієнт фільтрації?
14. Що таке суфозія? кольматація?
15. Що таке модуль загальної деформації ґрунту (дати визначення)?
16. У чому відмінність роботи ґрунту в природних умовах і в компресійному приладі?

17. З яких міркувань призначають діапазон зміни навантажень на зразок ґрунту у компресійному приладі?
18. Зняти відлік за індикатором 2,13 мм.
19. Сформулювати закон ущільнення ґрунту при компресії.
20. Написати рівняння компресійної кривої.
21. Як за коефіцієнтом ущільнення a визначити компресійний модуль деформації (навести формулу)?
22. Навіщо потрібен коригуючий коефіцієнт m_k і від яких фізичних характеристик ґрунту він залежить?
23. Які характеристики просадковості дозволяє визначити метод однієї кривої?
24. Які характеристики просадковості дозволяє визначити метод двох кривих?
25. Що таке відносна просадка ε_{SL} ?
26. Що таке абсолютна просадка S_{SL} ? Які види абсолютної просадки Ви знаєте?
27. Що таке початковий просадковий тиск $P_{SL,0}$? Як він визначається?
28. Яким чином визначають тип ґрунтової товщі за просадкою?
29. У чому відмінність між способами визначення просадок основи від власної ваги ґрунту, тиску під подошвою фундамента і сумарного тиску?
30. Сформулюйте закон ламінарної фільтрації (закон Дарсі).
31. За якою формулою визначається гідравлічний ухил?
32. Що таке початковий градієнт фільтрації?
33. Як визначити швидкість фільтрації?
34. Як визначити коефіцієнт фільтрації?
35. В яких розрахунках використовують коефіцієнт фільтрації?
36. Від яких характеристик ґрунту залежить коефіцієнт фільтрації?

РОЗДІЛ 6. ОСНОВНІ СПІВВІДНОШЕННЯ МЕХАНІКИ ТВЕРДОГО ДЕФОРМОВАНОГО ТІЛА

Для математичного опису процесів, що протікають у ґрунтовому масиві внаслідок прикладення зовнішнього навантаження до основ, проведення відкритих або підземних виробок, у механіці ґрунтів використовують, як правило, співвідношення механіки твердого деформованого тіла: теорії пружності, пластичності і повзучості.

6.1 Елементарний об'єм породного масиву

Основним у механіці твердого деформованого тіла є припущення про те, що розглянуте середовище позбавлене структури і є суцільним з безперервним розподілом речовини. Таке середовище має назву *континуум*. Ця гіпотеза дозволяє вважати напруження і деформації безперервними і диференційованими функціями координат точок тіла. Передбачається також, що будь-які досить малі, так звані елементарні, об'єми розглянутого середовища мають однакові фізико-механічні властивості. Стосовно до механіки ґрунтів таким гіпотетичним суцільним і однорідним тілом є ґрунтовий масив, що досліджується.

Однак реальний ґрунтовий масив, як природна система, має високий ступінь неупорядкованості, у якій залежно від розмірів досліджуваної області можна виділити (рис. 6.1) чотири масштабні рівні неоднорідності:

1. Мікроскопічний: середовище розглядається на рівні кристалів, розмір елементів неоднорідностей складає 10^{-8} - 10^{-5} м;

2. Субмакроскопічний: середовище розглядається на рівні елементарного об'єму літологічної різниці, розмір елементів неоднорідностей складає 10^{-5} - 10^{-2} м;

3. Макроскопічний: середовище розглядається на структурному рівні, розмір елементів неоднорідностей складає 10^{-2} – 10^1 м;

4. Мегаскопічний: середовище розглядається як складноструктурне утворення, що має текстуру і перебуває під дією гравітаційних і тектонічних сил, розмір елементів неоднорідностей складає більш 1,0 м.

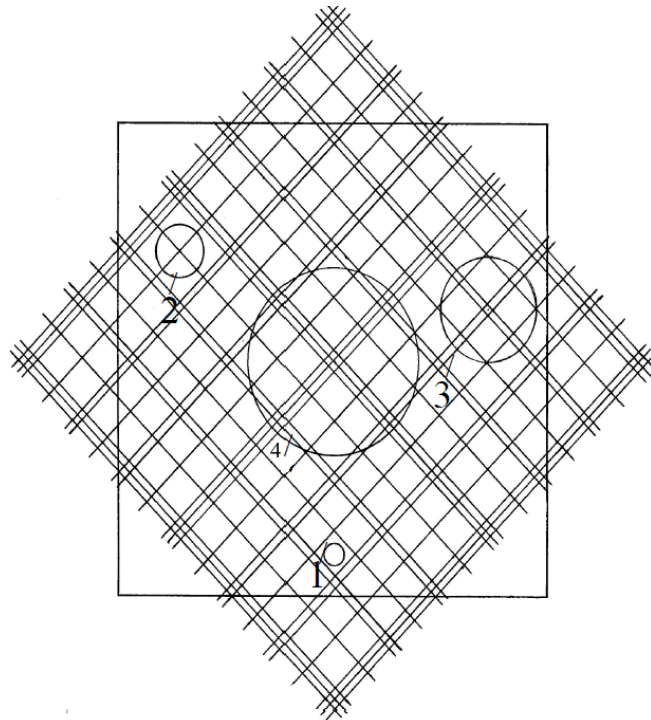


Рисунок 6.1 – Рівні неоднорідностей в ґрунтових масивах:

1 – мікроскопічний; 2 – субмакроскопічний; 3 – макроскопічний;
4 – мегаскопічний

Перші два рівні вивчає фізика гірських порід, а два наступних – це предмет досліджень механіки ґрунтів.

На макроскопічному рівні гірські породи мають внутрішню неоднорідність. Вони містять полікристали мінералів різної міцності, мікротріщини, пори, включення й інші дефекти, що приводять до місцевої концентрації напружень. Однак, оскільки цих мікродефектів дуже багато, то в силу статистичних законів у тих самих умовах відносні переміщення точок реального деформованого тіла (B та B_1) будуть практично збігатися з переміщеннями відповідних точок (A та A_1) однорідної моделі (рис. 6.2). При цьому, чим дрібніші розміри мікродефектів і чим їх більше, тим меншою є

похибка, що пов'язана із застосуванням методів механіки деформованого твердого тіла.

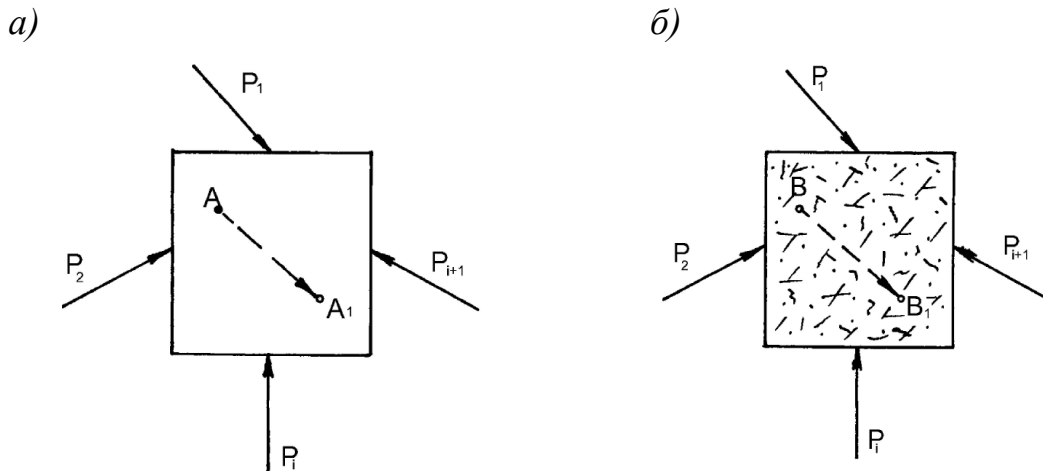


Рисунок 6.2 – Однорідна (а) і неоднорідна (б) моделі ґрунтового середовища

Зі сказаного вище випливає, що елементарний об'єм ґрунтового масиву повинен бути досить малим, щоб виконувалася вихідна передумова про суцільність середовища, і, в той же час, досить великим, щоб він мав усі усереднені властивості досліджуваного об'єкта на субмакроскопічному рівні.

Такий елементарний об'єм називають фізично малим. Його можна представити у вигляді куба, що має відповідне число граней і ребер. Грань такого кубика утворить елементарну площадку, а ребро – елементарну довжину.

Задача про можливу величину похибки, що виникає внаслідок заміни реального неоднорідного середовища однорідною суцільною моделлю, було поставлено і вирішено проф. Ф.С. Ясинським у 1887 р. У результаті її рішення встановлено, що величина можливої помилки залежить від характерних розмірів досліджуваної області L і розмірів l її елементарних складових часток, (об'ємів). Відповідно до теорії Ф.С. Ясинського, середовище можна вважати ідеальним (суцільним і однорідним), якщо має місце наступна нерівність

$$\frac{L}{l} \gg a^2, \quad (6.1)$$

де a – деяке, досить велике, число, обране з таким розрахунком, щоб при прийнятому ступені точності величина a^{-1} була значно меншою за одиницю і нею можна було б зневажити.

Пізніше стосовно металів були поставлені спеціальні дослідження, що показали, що дріт з особливої сталі з ясно вираженою зернистою структурою має по довжині цілком постійні властивості, якщо кількість зерен у її поперечному перерізі перевищує 30.

Іншими дослідженнями з металами було встановлено, що при вимірі деформацій тензорезисторами з малою базою їх показання стають стабільними, якщо в межах бази знаходиться більше 10 зерен структури.

К.В. Руппенейт і Ю.М. Ліберман, вирішуючи спеціально поставлену для цієї мети статистичну задачу, визначили, що з імовірністю 0,98 грань елементарного об'єму пісковика повинна мати розмір близько 29 мм і містити не менше 8 зерен.

В даний час нерідко використовують класифікацію осадових порід за розміром зерна (табл. 6.1). У цій же таблиці наведений також орієнтований розмір елементарної площадки.

Таблиця 6.1 – Розмір елементарної площадки стосовно осадових порід

<i>Найменування породи</i>	<i>Середній розмір зерна, мм</i>	<i>l, мм</i>
Конгломерат	10,0	67
Гравеліт	1,0 – 10,0	6,7 – 67
Піщаник грубозернистий	0,5 – 1,0	3,3 – 6,7
Піщаник середньозернистий	0,25 – 0,5	1,7 – 3,3
Піщаник дрібнозернистий	0,1 – 0,25	0,7 – 1,7
Алевроліт грубозернистий	0,05 – 0,1	0,3 – 0,7
Алевроліт дрібнозернистий	0,01 – 0,05	0,1 – 0,3
Аргіліт	0,01	0,1

Розмір L досліджуваної області в задачах механіки ґрунтів, як правило, на порядок більший за розміри досліджуваного об'єкту і дорівнює сотням метрів. Величина a^{-1} для об'єктів, закладених навіть у такій неоднорідній породі, як конгломерат, відповідно до табл. 6.1, дорівнює щонайбільше 0,012, а в аргіліті – 0,005, що значно менше одиниці, як того і вимагає теорія Ф.С. Ясинського.

Таким чином, при вивченні механічних явищ, що протікають у ґрунтовому масиві навколо досліджуваних об'єктів, цілком обґрунтовано можна застосовувати співвідношення механіки твердого деформованого тіла, засновані на гіпотезі безперервного однорідного середовища.

Перехід від субмакроскопічного рівня неоднорідностей породного масиву до макро- і мегаскопічного виконується з урахуванням масштабного ефекту [5].

6.2 Напружено-деформований стан породного масиву

Теорія напружень. Приймаючи до уваги гіпотезу про однорідність і безперервний розподіл речовини, виділимо в деформованому ґрунтовому масиві, що перебуває в рівновазі, довільну точку $A(x, y, z)$. Умовно розсічемо розглянутий масив площиною, що проходить через точку A , на дві частини і відкинемо одну з них (рис. 6.3).

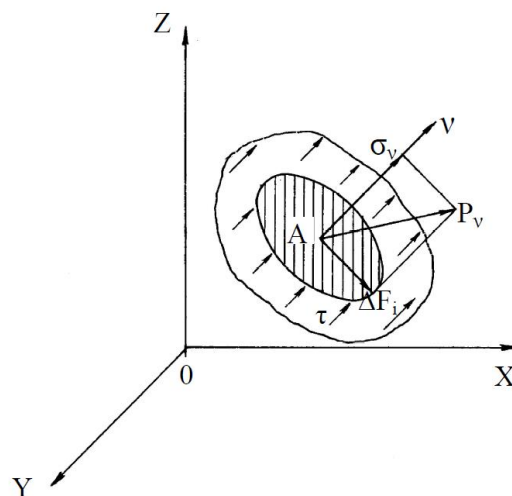


Рисунок 6.3 – Схема до виводу величини напруження у точці

При цьому для того, щоб частина, яка залишилася, перебувала у стані рівноваги до площини перетину, необхідно докласти деяких внутрішніх сил p_v , що розподілені по цьому перетині й відбивають дію відкинutoї частини породного масиву на ту, що залишилася.

Величина, що характеризує інтенсивність розподілу внутрішніх сил, називається напруженням.

Виділимо в околі точки A елемент ΔF площі перетину. Нехай ν – зовнішня нормаль до елемента площі ΔF . Позначимо кути, що утворені нормаллю з осями координат, через a_x, a_y, a_z . Косинуси цих кутів називаються **направляючими** і позначаються, відповідно, через l, m, n . Внутрішні сили p_v замінимо головним вектором ΔP_v , прикладеним у точці A . Відношення ΔP_v до ΔF характеризує середню інтенсивність розподілу внутрішніх сил по розглянутій елементарній площадці. При прагненні ΔF до нуля межа відношення має цілком визначене значення, що називається **повним напруженням** p_v у точці A по площадці з нормаллю ν :

$$p_v = \lim_{\Delta F \rightarrow 0} \left(\frac{\Delta P_v}{\Delta F} \right). \quad (6.2)$$

Для подальшого розгляду доцільно ввести дві складові повного напруження p_v : проєкцію вектору P_v на нормаль ν до площадки, тобто **нормальне напруження** σ_ν , і проєкцію вектору P_v на площину елементарної площадки ΔF_i – **дотичне напруження** τ_ν .

Очевидно, що через точку A можна провести безліч по різному орієнтованих у просторі площинок ΔF_i . Кожній з площадок відповідає свій вектор повного напруження P_{ν_i} . Сукупність векторів напружень у всіх площадках, що проходять через розглянуту точку, цілком характеризує напружений стан у цій точці.

Напружений стан у точці A може бути визначений також завданням векторів напружень σ_x, σ_y і σ_z у трьох взаємно перпендикулярних площадках,

що проходять через цю точку (рис. 6.4). Перетинаючись, ці площадки утворюють деяку прямокутну систему координат.

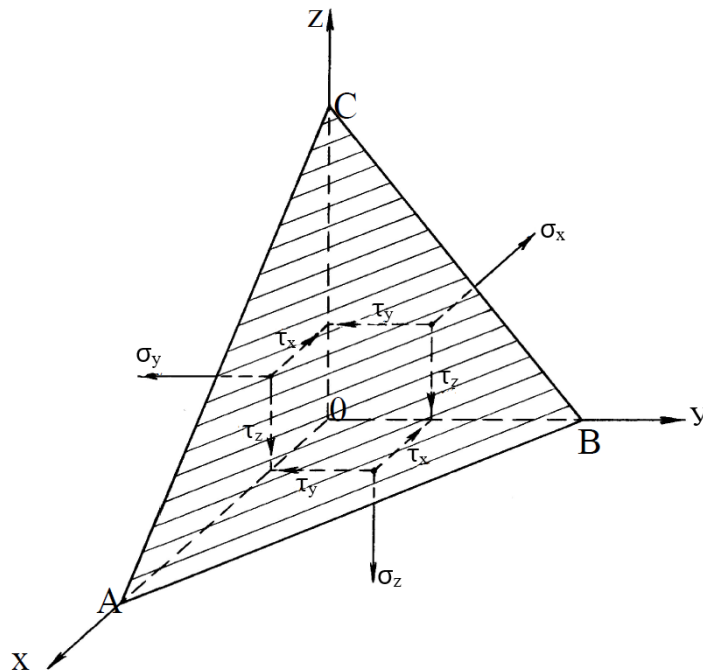


Рисунок 6.4 – Позначення компонентів напружень на косій довільно орієнтованій площинці

Повне напруження, наприклад, P_x у координатній площині yOz , тобто в площинці з нормаллю x , у загальному випадку розкладається на три напруження, паралельні осям координат:

✓ *нормальне напруження σ_x і дотичні напруження τ_{xy} , τ_{xz} .*

Ці складові називають ще **компонентами напруження**. Індекси у дотичних напружень означають: перший – координатну вісь, нормальну до розглянутої площадки, другий – координатну вісь, до якої розглянута складова дотичного напруження є паралельною.

Таким чином, маємо **три компоненти нормального** σ_x , σ_y і σ_z і **шість дотичних напружень** – τ_{xy} , τ_{yx} , τ_{xz} , τ_{zx} , τ_{yz} , τ_{zy} .

Знаючи величини і напрямки нормальних і дотичних напружень у трьох взаємно перпендикулярних площадках, що приймаються за координатні площини, можна обчислити напруження у будь-якій площадці, що проходить

через розглянуту точку, якщо відомі направляючі косинуси l, m, n нормалі ν до цієї площадки стосовно обраних осей.

Отже, повне напруження P_ν можна розкласти на складові, паралельні координатним осям X_ν, Y_ν, Z_ν . Тоді з умови рівноваги піраміди $ABCO$ одержимо наступні вирази для складових повного напруження P_ν на похилій грані піраміди:

$$\left. \begin{aligned} X_\nu &= \sigma_x l + \tau_{xy} m + \tau_{xz} n; \\ Y_\nu &= \tau_{xy} l + \sigma_y m + \tau_{zy} n; \\ Z_\nu &= \tau_{xz} l + \tau_{yz} m + \sigma_z n; \end{aligned} \right\} \quad (6.3)$$

Повне напруження P_ν на похилій площадці визначиться через свої складові у такий спосіб:

$$P_\nu = \sqrt{X_\nu^2 + Y_\nu^2 + Z_\nu^2}. \quad (6.4)$$

Таким чином, напружений стан у довільній точці породного масиву вважається встановленим, якщо відомі дев'ять компонентів напруження, з яких, у силу закону парності дотичних напружень ($\tau_{xy} = \tau_{yx}$; $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ т.і.), незалежними є шість з них.

Вважається, що нормальні напруження завжди спрямовані за нормаллю до граней, а дотичні – за дотичною до них (рис. 6.5).

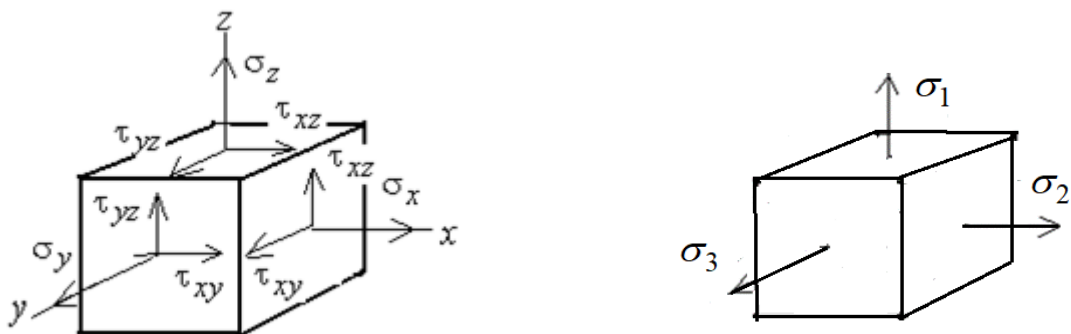


Рис. 6.5 – Напруження на гранях елементарного об'єму ґрунту: а) загальний випадок; б) головні напруження

Грані елементарного об'єму можна зорієнтувати таким чином, що всі діючі по них дотичні напруження будуть тотожно дорівнювати нулю, а нормальні відрізнятяться від нуля (рис. 6.5-б). Такі нормальні напруження, що діють по цих гранях, називають головними.

Доведено, що напружений стан у елементарному об'ємі досліджуваного тіла є не залежить від вибору та виду координатних осей.

Також було встановлено, що напруження, що діють у елементарному об'ємі ґрунту, зручно записувати у вигляді таблички, яка складається з 3 стовбців і 3 строк (6.5). З математичної точки зору ця табличка є тензором другого рангу і має назву тензора напружень.

Запис напружень у тензорній формі дозволяє застосовувати для розв'язання задач механіки ґрунтів математичну теорію матриць.

Як числа і вектори, тензори можна складати, множити.

Тензор напруження записується у формі наступної симетричної матриці

$$T_n = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{vmatrix} \quad (6.5)$$

Якщо ввести поняття про середнє, або *гідростатичне*, напруження

$$\sigma_{cp} = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z), \quad (6.6)$$

та тензор напруження можна представити у вигляді суми двох складових:

$$T_n = T_n^0 + D_n, \quad (6.7)$$

де T_n^0 - *кульовий тензор*, рівний

$$T_n^0 = \begin{vmatrix} \sigma_{cp} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{cp} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{cp} \end{vmatrix}, \quad (6.8)$$

і D_n - *девіатор напруження*, рівний

$$D_H = \begin{vmatrix} \sigma_x - \sigma_{cp} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y - \sigma_{cp} & \tau_{yz} \\ \tau_{zy} & \tau_{zy} & \sigma_z - \sigma_{cp} \end{vmatrix}. \quad (6.9)$$

Кульовий тензор у загальному напруженому стані забезпечує зменшення (збільшення) об'єму деформованого тіла без зміни форми, а девіатор – зміну його форми.

Систему координат завжди можна змінити таким чином, що напрямки координатних осей співпадут з лініями дії таких нормальних напружень, при яких дотичні напруження дорівнюють нулю. Ці напруження називають *головними* і позначають $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. Причому, мають на увазі, що $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$.

Головні напруження в точці $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ можна обчислити, знаючи дев'ять компонентів напруження при довільній орієнтації системи координат. Так, наприклад, для визначення величини σ_{cp} варто дорівняти нуля такий визначник

$$\Delta_H = \begin{vmatrix} \sigma_x - \sigma_{cp} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \sigma_{cp} & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - \sigma_{cp} \end{vmatrix} = 0. \quad (6.10)$$

Розгорнувши цей визначник, отримаємо кубічне рівняння з одним невідомим σ_{cp} :

$$\Delta_H = -\sigma_{cp}^3 + (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)\sigma_{cp}^2 + \left(\begin{array}{l} -\sigma_x\sigma_y - \sigma_y\sigma_z - \sigma_z\sigma_x + \\ +\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2 \end{array} \right) \sigma_{cp} + \\ + \sigma_x\sigma_y\sigma_z + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{xz} - \sigma_x\tau_{yz}^2 - \sigma_y\tau_{xz}^2 - \sigma_z\tau_{xy}^2 = 0. \quad (6.11)$$

Рівняння (6.11) можна записати у вигляді:

$$\sigma_{cp}^3 - I_1\sigma_{cp}^2 + I_2\sigma_{cp} - I_3 = 0.$$

Коефіцієнти при σ_{cp}^2 , σ_{cp} і вільному члені у рівняннях (6.11) називаються, відповідно, **першим, другим і третім інваріантами** тензора напруження і позначаються I_1, I_2, I_3 .

У математиці інваріантами називають величини, які не змінюються при повороті осей координат.

Трьома інваріантами **шарового тензора напружень** є наступні вирази:

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= 3\sigma_{cp} = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3; \\ I_2 &= \sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{xz}^2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3; \\ I_3 &= \sigma_x\sigma_y\sigma_z + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{xz} - \sigma_x\tau_{yz}^2 - \sigma_y\tau_{xz}^2 - \sigma_z\tau_{xy}^2 = \sigma_1\sigma_2\sigma_3. \end{aligned} \right\} \quad (6.12)$$

Трьома інваріантами **девіатора напружень** є наступні вирази:

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= 0; \\ I_2 &= (\sigma_1 - \sigma_{cp})(\sigma_2 - \sigma_{cp}) + (\sigma_1 - \sigma_{cp})(\sigma_3 - \sigma_{cp}) + (\sigma_2 - \sigma_{cp})(\sigma_3 - \sigma_{cp}); \\ I_3 &= (\sigma_1 - \sigma_{cp})(\sigma_2 - \sigma_{cp})(\sigma_3 - \sigma_{cp}). \end{aligned} \right\} \quad (6.13)$$

Для аналізу напруженого стану ґрунтових основ іноді використовують параметр, який називається **інтенсивністю напружень** – σ_i . Інтенсивність нормальних напружень визначають із другого виразу (6.13) за формулою

$$\left. \begin{aligned} \sigma_i &= \sqrt{3} \cdot \sqrt{I_2} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} = \\ &= \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6 \cdot (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2)}{2}} \end{aligned} \right\} \quad (6.14)$$

При цьому **інтенсивність дотичних напружень** τ_i також визначають із другого рівняння (6.13) за формулою

$$\left. \begin{aligned} \tau_i &= \sqrt{I_3} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{6}} = \\ &= \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6 \cdot (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2)}{6}} \end{aligned} \right\} \quad (6.15)$$

Перший інваріант I_1 називається **лінійним**. Він характеризує зміну об'єму речовини навколо інваріанта I_2 і визначає можливість переходу тіла до

пластичної області. Мізес показав, що пластична течія настає, якщо другий інваріант тензора девіатора напруження досягає деякої критичної величини, характерної для даного тіла:

$$I_2 = k^2, \quad (6.16)$$

де k - константа матеріалу, що дорівнює межі течії при чистому зсуві.

Третій інваріант також має визначений фізичний зміст.

Теорія деформацій. Під деформацією ґрунтового масиву мають на увазі зміну взаємного положення його точок як наслідок прикладеного зовнішнього навантаження. Як і раніше будемо вважати, що ґрунтове середовище є суцільним і однорідним. Тоді в будь-якій його точці знаходиться матеріальна частка. Нехай координати цієї частки будуть x, y, z . У процесі деформування породного середовища розглянута частка одержить переміщення u, v, w у напрямках координатних осей x, y, z і в результаті буде мати координати $x+u, y+v, z+w$. У загальному випадку переміщення u, v, w змінюються від точки до точки і тому є функціями координат x, y, z .

Дослідження деформацій почнемо на прикладі двомірної задачі плоскої деформації. Під плоскою деформацією будемо розуміти такий окремий випадок деформованого стану, при якому всі частки, що знаходилися спочатку в одній площині, залишаються після деформування в тій же площині. Припустимо, що координатні осі обрані так, що осі x і y лежать у площині деформації. Тоді $w = 0$, а величини u і v не залежать від координати z .

Розглянемо малий прямокутний елемент $ABCD$ недеформованого породного середовища зі сторонами dx і dy (рис. 6.6).

Після деформації елемент займає положення $A'B'C'D'$. З геометричної точки зору розрізняють два основних типи деформацій: **подовжню** – зміну первісної довжини – і **деформацію зрушення** – зміну величини початково прямого кута. Подовжня деформація позначається буквою ε , зсувна – γ .

Подовжня деформація визначається як межа відношення зміни довжини відрізка $\Delta\delta$ до його первісної довжини ΔL , тобто

$$\varepsilon = \lim_{\Delta L \rightarrow 0} \frac{\Delta \delta}{\Delta L}, \quad (6.17)$$

або

$$\varepsilon = \lim_{\Delta L \rightarrow 0} \frac{A'D' - AD}{AD}. \quad (6.18)$$

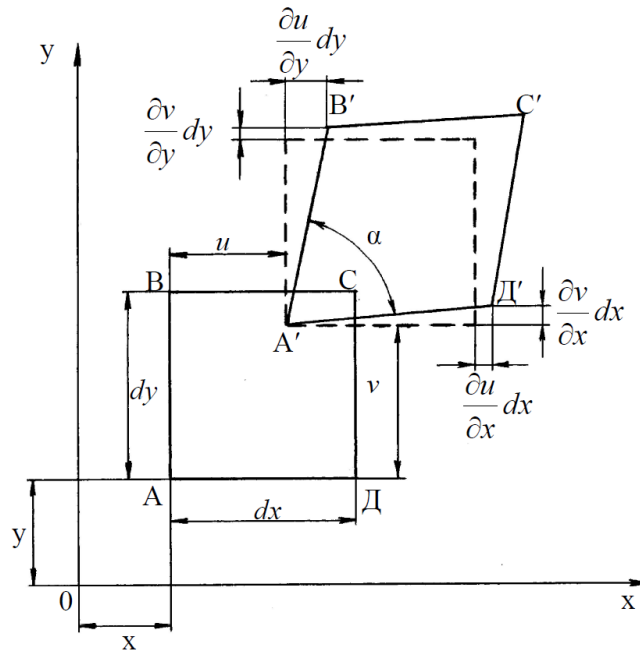


Рисунок 6.6 – Схема до висновку співвідношень між компонентами переміщень і деформацій

Виражаючи довжини відрізків $A'D'$ і AD через u і dx і зневажаючи величинами вищого порядку малості для подовжньої деформації в напрямку осі x , після перетворень одержимо, що

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}. \quad (6.19)$$

Щоб визначити деформацію зсуву, розглянемо викривлення початково прямого кута BAD . Деформація зрушення x_y точки A визначиться як зміна величини кута між двома елементарними відрізками AB і AD , що були спочатку паралельними осям x і y . З геометричного розгляду одержимо

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}. \quad (6.20)$$

Для тривимірної задачі компоненти деформацій можуть бути отримані аналогічним образом. Вони будуть дорівнювати:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}, \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}, \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}, \quad \gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \right\} \quad (6.21)$$

Ці співвідношення відомі за назвою **рівнянь Коші**. Шість величин $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}$, називаються компонентами деформації. Деформації зрушення, як випливає з (4.17), мають симетрію, тобто $\gamma_{xy} = \gamma_{yz}; \gamma_{zx} = \gamma_{xz}$ тощо.

За аналогією з напруженнями можна ввести до розгляду поняття про середню деформацію:

$$\varepsilon_{cp} = \frac{1}{3}(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z). \quad (6.22)$$

Тоді тензор деформацій, подібно тензору напружень, можна також розкласти на **кульовий тензор деформацій** і **девіатор деформацій**:

$$T_{\partial} = T_{\partial}^0 + D_{\partial}. \quad (6.23)$$

Кульовий тензор деформацій являє собою наступну матрицю

$$T_{\partial} = \begin{vmatrix} \varepsilon_{cp} & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_{cp} & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_{cp} \end{vmatrix}, \quad (6.24)$$

а девіатор деформацій, відповідно, дорівнює

$$D_{\partial} = \begin{vmatrix} \varepsilon_x - \varepsilon_{cp} & \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \frac{1}{2}\gamma_{xz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \varepsilon_y - \varepsilon_{cp} & \frac{1}{2}\gamma_{yz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{xz} & \frac{1}{2}\gamma_{yz} & \varepsilon_z - \varepsilon_{cp} \end{vmatrix}. \quad (6.25)$$

Перший характеризує величину об'ємного розширення (стискування), другий - формозміну об'єму в околі розглянутої точки середовища.

Зв'язок між напруженнями і деформаціями. Усі тіла, що перебувають у напруженому стані, одержують деформацію. Залежність між деформацією і

прикладеною силою вперше була сформульована Гуком стосовно тонкого стрижня. У випадку об'ємного напруженого стану закон Гука формулюється в такий спосіб: *у будь-якій точці суцільного середовища кожний із шести компонентів напруження є лінійною функцією шести компонентів деформації, і навпаки*. Це положення називається *узагальненим законом Гука* і записується так:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{2}[\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)], \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{2}[\sigma_y - \mu(\sigma_z + \sigma_x)], \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{2}[\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)]\end{aligned}\quad (6.26)$$

Складові тензорів напружень і деформацій зв'язані між собою наступними лінійними залежностями:

$$T_n^0 = GT_\delta^0, \quad (6.27)$$

$$D_n = 2GD_\delta. \quad (6.28)$$

Вираз (6.27) називають *законом пружної зміни об'єму*, а вираз (6.28) - *законом пружної зміни форми*.

6.3 Види напруженого стану

З попереднього параграфа випливає, що в загальному випадку напружено-деформований стан виділеного елементарного об'єму в околі розглянутої точки характеризується наявністю дев'яти компонентів напруження і дев'яти компонентів деформації. Такий напружено-деформований стан, як уже відзначалося, називається *об'ємним*.

Рішення об'ємних задач навіть тільки з застосуванням методів теорії пружності пов'язане із значними математичними труднощами. Тому рішення будь-якої геомеханічної задачі починають з аналізу особливостей напружено-деформованого стану для того, щоб спростити вихідну розрахункову схему і привести її по можливості до так названої плоскої задачі, коли усього лише два

компоненти напруження і два компоненти деформацій залежать від координат точок тіла.

Так, наприклад, якщо тонку пластину, що перебуває в стані рівноваги під дією зовнішніх сил, навантажити рівномірно розподіленими по товщині зусиллями, прикладеними до її границі паралельно площині пластини, то компоненти напруження σ_z , τ_{zx} , τ_{zy} на обох поверхнях пластини дорівнюватимуть нулю і можна припустити, що вони дорівнюють нулю й усередині пластини (рис. 6.7).

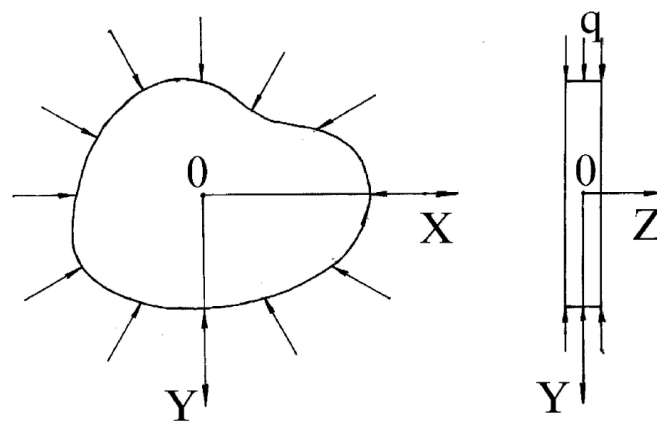


Рисунок 6.7 – Плоский напружений стан

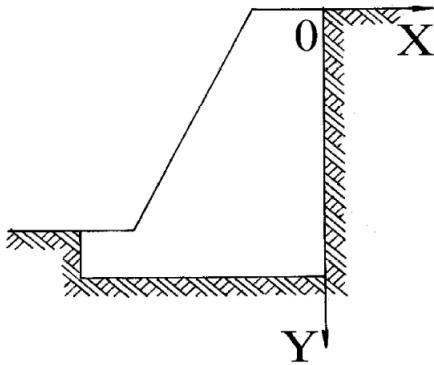
Такий напружений стан буде визначатися тільки компонентами напруження σ_x , σ_y , τ_{xy} і називається *плоским напруженим станом*. Доведено, що в тонких пластинках усі три невідомі компоненти напруження не залежать від координати Z , а є тільки функціями координат X і Y .

Плоский напружений стан не є характерним для задач механіки ґрунтів. Але спрощення, подібні наведеним вище, можливі й в іншому граничному випадку, коли розмір тіла в напрямку осі Z є дуже великим.

Це можуть бути, наприклад, підпірна стінка або довга горизонтальна виробка (рис. 6.8,а,б) та (рис. 6.9). Очевидно, що якщо розглядається напружено-деформований стан масиву навколо виробки на достатньому віддаленні від її торців, то всі перетини, перпендикулярні до подовжньої осі виробки Z , перебуватимуть в однакових умовах.

Компоненти переміщень u і v не залежать від координати Z і є функціями координат x і y . Подовжні переміщення w при цьому дорівнюють нулю. Такий напружений стан називається **плоскою деформацією**.

а)



б)

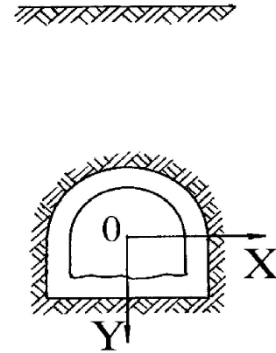
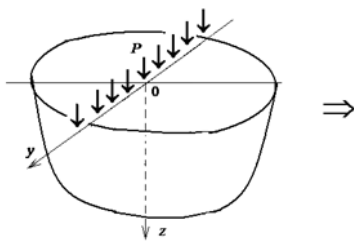
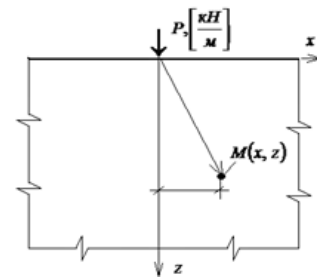


Рисунок 6.8. – Плоский деформований стан: а) підпiрна стiна;
б) довга горизонтальна виробка (колектор)

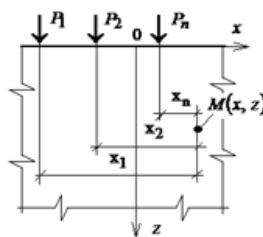
а)



б)



в)



г)

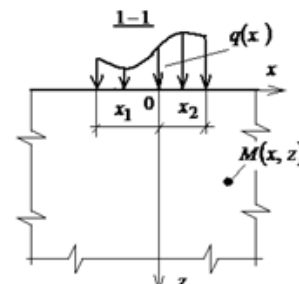


Рисунок 6.9. – Плоский деформований стан ґрунтового напiвпростору:

- а) рiвнорiвно розподiлене навантаження по поверхнi (схема);
- б) навантаження у виглядi однiєї зосередженої сили;
- в) навантаження у виглядi декiлькох зосереджених сил;
- г) нерiвнорiвно розподiлене навантаження

Приймаючи до уваги співвідношення (6.18), одержимо

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} = 0, \quad \gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = 0, \quad \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} = 0.$$

Подовжнє напруження σ_z можна одержати, використовуючи закон Гука (6.26).

$$\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y) = 0,$$

або

$$\sigma_z = \mu(\sigma_x + \sigma_y).$$

Ці нормальні напруження діють по всіх поперечних перерізах, досить віддалених від торців виробки.

Таким чином, задача щодо плоскої деформації, як і задача щодо плоского напруженого стану, зводиться до визначення компонентів напруження σ_x , σ_y і τ_{xy} , як функцій X і Y .

Це обставина, як буде показано далі, істотно спрощує задачу і дозволяє одержати її рішення в замкнутому вигляді, тобто у вигляді кінцевих формул.

Одноосьовий напружений стан характеризується одним компонентом напруження і відповідним компонентом деформації. Він реалізується в стрижневих системах. У задач механіки ґрунтів та будівельної механіки такий напружено-деформований стан зустрічається при розрахунку конструкцій кріплення підземних виробок, різних ферм, балок, тощо.

6.4 Диференціальні рівняння рівноваги

На прикладі плоского деформованого стану розглянемо рівновагу малого елементарного паралелепіпеда з розмірами уздовж осей X і Y відповідно Δx , Δy , b і товщиною, що дорівнює одиниці.

Позначимо площадки, на яких діють напруження, індексами 1, 2, 3, 4. З урахуванням зміни напружень у просторі, напруження, наприклад, σ_x для граней 1 і 3, не точно дорівнюють одне одному.

Символи σ_x , σ_y , τ_{xy} відносяться до т. О (x , y) у центрі прямокутника на рис. 6.10.

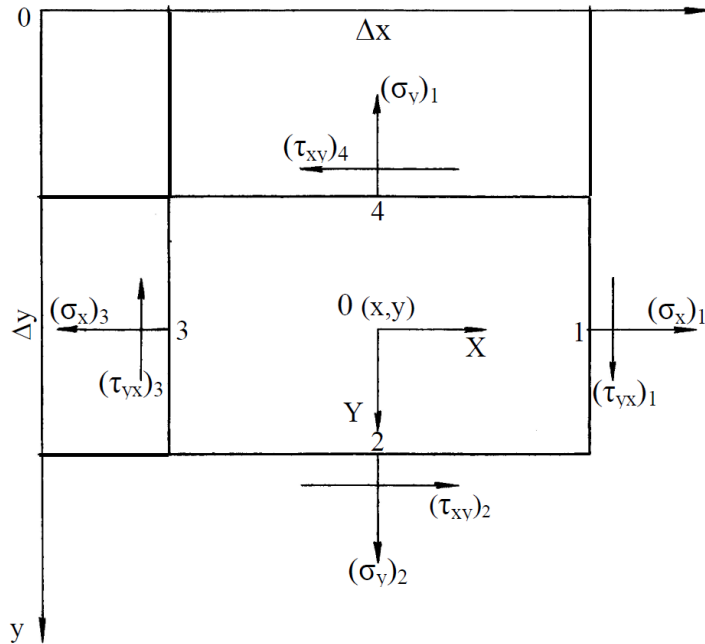


Рисунок 6.10 – До отримання диференціальних рівнянь рівноваги в системі прямокутних координат

Значення напружень посередині граней будемо позначати через $(\sigma_x)_1$, $(\sigma_x)_3$ і т.і. Оскільки грані прямокутника малі, то зусилля, прикладені до них, визначаються шляхом множення відповідних напружень на площу граней, по яких вони діють. Масові сили в даному випадку мають той же порядок, що і напруження. Позначимо компоненти масових сил через X і Y , тоді рівняння рівноваги сил, що діють паралельно осі X , буде мати вигляд:

$$(\sigma_x)_1 \Delta y - (\sigma_x)_3 \Delta y + (\tau_{xy})_2 \Delta x - (\tau_{xy})_4 \Delta x + X \Delta x \Delta y = 0$$

або, після розподілу всіх членів рівняння на $\Delta x \Delta y$,

$$\frac{(\sigma_x)_1 - (\sigma_x)_3}{\Delta x} + \frac{(\tau_{xy})_2 - (\tau_{xy})_4}{\Delta y} + X = 0. \quad (6.29)$$

Якщо тепер зменшити розміри елементарного паралелепіпеда, припустивши, що $\Delta x \rightarrow 0$ і $\Delta y \rightarrow 0$, то, відповідно до визначення похідної, межа виразу $\frac{(\sigma_x)_1 - (\sigma_x)_3}{\Delta x}$ буде дорівнювати $\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}$, а другий член рівняння (6.25) стане

рівним $\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y}$. Аналогічні вирази одержимо, проектуючи всі сили на вісь Y . Таким

чином, будемо мати

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X &= 0, \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + Y &= 0. \end{aligned} \quad (6.30)$$

Це і є два диференціальних рівняння рівноваги для двомірної плоскої задачі.

Практично в усіх задачах механіки ґрунтів єдиною масовою силою є вага гірських порід. Тоді, направивши вісь Y вниз і позначивши через γ об'ємну вагу ґрунту ($\gamma = \gamma_0 g$), одержимо рівняння рівноваги в наступному вигляді:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0; \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \gamma = 0. \quad (6.31)$$

Деякі задачі механіки ґрунтів зручно вирішувати у полярній системі координат (r, θ) , у якій компоненти напруження мають позначення $\sigma_r, \sigma_\theta, \tau_{r\theta}$ (рис. 6.11).

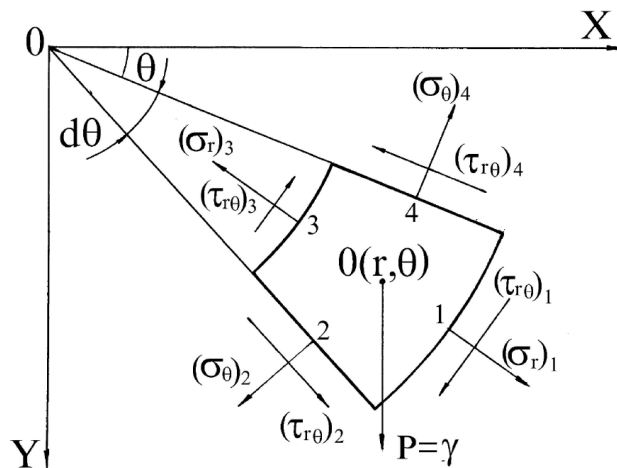


Рисунок 6.11 – До висновку диференціальних рівнянь рівноваги в полярних координатах

Між напруженнями, записаними в полярній і прямокутній системі координат, існують наступні функціональні співвідношення

$$\begin{aligned}
\sigma_r &= \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta + 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta, \\
\sigma_\theta &= \sigma_x \sin^2 \theta + \sigma_y \cos^2 \theta - 2\tau_{xy} \sin \theta \cos \theta, \\
\tau_{r\theta} &= (\sigma_y - \sigma_x) \sin \theta \cos \theta + \tau_{xy} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta).
\end{aligned}
\tag{6.32}$$

Підставляючи (6.28) у (6.27), одержимо диференціальне рівняння рівноваги у полярній системі координат

$$\begin{aligned}
\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + \gamma \sin \theta &= 0, \\
\frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + 2 \frac{\tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + \gamma \cos \theta &= 0.
\end{aligned}
\tag{6.34}$$

У випадку полярно-симетричної задачі ($\tau_{r\theta}$) і при відсутності масових сил ($\gamma = 0$) рівняння рівноваги (4.29) зводяться до одного, більш простого

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0.
\tag{6.34}$$

6.5 Граничні умови

Рівняння рівноваги повинні задовольнятися у всіх точках досліджуваного тіла. При досягненні границь області компоненти напружень повинні бути такими, щоб вони перебували в рівновазі із зовнішніми силами, прикладеними до границі. У силу цього зовнішні сили можна розглядати як продовження внутрішніх напружень.

Розглянемо малу трикутну призму, таку, що її гіпотенуза збігається з границею тіла (рис. 6.12). Позначимо через \bar{X} і \bar{Y} компоненти поверхневих сил P , віднесених до одиниці поверхні в цій точці границі. Рівняння рівноваги буде мати вигляд:

$$\bar{X} = l\sigma_x + m\tau_{xy}, \quad \bar{Y} = m\sigma_y + l\tau_{yx},
\tag{6.35}$$

де l , m – спрямовуючі косинуси нормалі ν до границі.

В окремому випадку розгляду рівноваги прямокутної пластинки координатні осі звичайно розташовують паралельно граням пластинки і граничні умови (6.35) можна спростити.

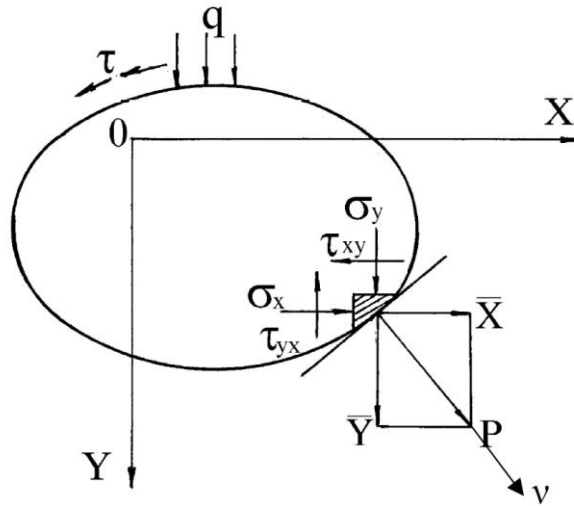


Рисунок 6.12 – До визначення граничних умов

Нехай, наприклад, одна із сторін пластинки паралельна осі X , тоді нормаль ν на цій частині границі буде паралельна осі Y ; звідси $l = 0$, $m = 1$. Рівняння (4.31) у цьому випадку набудуть вигляду:

$$\bar{X} = \pm \tau_{xy}; \quad \bar{Y} = \pm \sigma_y. \quad (6.36)$$

причому знак (+) береться в тому випадку, якщо нормаль ν проведена у бік позитивних значень y ; в іншому випадку береться знак (-). З останніх формул видно, що компоненти напруження на границі дорівнюють компонентам поверхневих зусиль, віднесених до одиниці площі границі.

6.6 Рівняння сумісності деформацій

Визначення компонентів напруження, що виникають в основах або навколо підземних виробок, є однією з основних задач механіки ґрунтів. У двомірній задачі необхідно для цього вирішити диференціальні рівняння рівноваги (6.27) чи (6.28) таким чином, щоб задовольнялися граничні умови (6.32). Однак зазначимо, що компонентів напруження три, а рівнянь рівноваги – два, тобто задача є статично невизначеною. Щоб одержати її рішення, необхідно розглянути пружну деформацію тіла.

Співвідношення Коші для плоскої задачі мають наступний вигляд:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}, \quad (6.37)$$

$$\gamma_{r\theta} = \frac{\partial u}{r\partial\theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r}; \quad \varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r}; \quad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} + \frac{\partial v}{r\partial\theta}. \quad (6.38)$$

Помітимо, що три компоненти деформації виражаються через дві функції u і v , тобто вони не можуть вибиратися довільно: між компонентами деформації повинен існувати визначений взаємозв'язок. Для того, щоб установити його, продиференціюємо двічі перше з рівнянь (6.33) по y , друге по x , а третє один раз по x , а другий - по y і одержимо наступний вираз:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y}. \quad (6.39)$$

Диференціальне співвідношення (4.35) називається **рівнянням сумісності деформацій**. Воно повинне задовольнятися при підстановці компонентів деформації, щоб забезпечити існування функцій u і v , зв'язаних з компонентами деформації рівняннями (6.21).

Фізично умову сумісності деформацій можна пояснити у такий спосіб. Якщо прямокутну пластину умовно розділити на маленькі прямокутники лініями, паралельними його сторонам, а потім деформувати її і зафіксувати ці деформації, то, вирізуючи потому маленькі деформовані прямокутники, скласти їх назад можна, тільки знаючи залежність, відповідно до якої деформації передаються від одного прямокутника до суміжного з ним. Ця залежність і є умовою сумісності деформацій.

Використовуючи співвідношення закону Гука для досліджуваного виду плоского стану, умова сумісності може бути переписана в напруженнях. З незначною погрішністю і для плоскої деформації, і для плоского напруженого стану [6] рівняння сумісності, виражене через компоненти напруження, при відсутності масових сил або їхній сталості має вид

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) \times (\sigma_x + \sigma_y) = 0, \quad (6.40)$$

де $\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$ - оператор Лапласа.

У полярній системі координат рівняння сумісності може бути записане у такий спосіб:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial}{\partial \theta^2} \right) \times (\sigma_r + \sigma_\theta) = 0. \quad (6.41)$$

Можна показати, що у випадку полярно-симетричної розрахункової схеми рівняння (6.40) і (6.41) відповідно зводяться до простого виразу

$$\sigma_x + \sigma_y = \sigma_r + \sigma_\theta = 2p,$$

де p – інтенсивність зовнішнього навантаження.

Рівняння рівноваги і сумісності деформацій дозволяють вирішити задачу визначення компонентів поля напружень у замкненому вигляді.

Цікаво відзначити, що отримані рівняння не містять механічних характеристик матеріалу. Це означає, що розподіл напружень у будь-яких об'єктах, якщо форма їх і зовнішні зусилля збігаються, однаковий для будь-яких ізотропних матеріалів. Даний висновок дуже важливий. Як буде показано далі, для деяких прозорих матеріалів, таких, як целулоїд, агар-агар, желатин та ін., напруження можна визначити експериментально, використовуючи поляризоване світло, а потім переносити отримані результати на такі ж за формою об'єкти, але зроблені з іншого матеріалу, наприклад, сталі, гірської породи тощо.

6.7 Коефіцієнт бічного тиску ґрунту

В твердих тілах, у тому числі і в ґрунтах, ґрунтах залежність між деформаціями та напруженнями, як це було показано вище, є лінійною і записується у формі узагальненого закону Гука наступним чином:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)], \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \mu(\sigma_z + \sigma_x)], \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{aligned} \quad (6.42)$$

де ε_x , ε_y , ε_z – деформації вздовж осей X , Y та Z , μ коефіцієнт Пуассона.

Академіком Динником О.М. було обґрунтовано [5], що у ґрунтових (породних) масивах, які мають розміри, що значно перевищують розміри досліджуваних об'єктів – підземні виробки або фундаменти будівель і споруд – початкові напруження є тільки нормальними, а горизонтальні деформації дорівнюють нулю. Тоді з (6.42) маємо

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z) = 0,$$

звідки

$$\lambda = \frac{\mu}{1-\mu}, \quad (6.43)$$

де μ – коефіцієнт Пуассона.

Для окремих видів ґрунту величина λ має значення і наведені у табл. 6.2.

Таблиця 6.2 – Значення коефіцієнта бічного тиску

Найменування ґрунту	λ	Найменування ґрунту	λ
Утрамбований пісок	0,265	Суглинок	0,39
Пухкий пісок	0,296	Глина	0,42

У теорії сипучого середовища [5] встановлено, що для незв'язних середовищ (пісків) коефіцієнт бічного тиску визначається наступною формулою

$$\lambda = \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (6.44)$$

де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту.

Контрольні питання і завдання до розділу 6

1. Що називають «фізично малим елементарним об'ємом»?
2. У чому суть співвідношення Ф.С. Ясинського?
3. Назвіть види напруженого стану.
4. Що таке «тензор напружень» і «тензор деформацій»?

5. Сформулюйте «закон пружної зміни об'єму» і «закон пружної зміни форми».
6. Запишіть узагальнений закон Гука і співвідношення Коші.
7. Чим відрізняється плоский напружений стан від плоско деформованого?
8. Запишіть рівняння рівноваги в прямокутній системі координат, у полярній.
9. У чому складається фізичний зміст рівняння сумісності деформацій?
10. Як формулюються граничні умови в задачах механіки ґрунтів?
11. Як використовують на практиці факт відсутності в рівняннях рівноваги міцносних і деформаційних характеристик?

РОЗДІЛ 7. МІЦНІСТЬ ГРУНТІВ, ЩО ПЕРЕБУВАЮТЬ У СКЛАДНОМУ НАПРУЖЕНОМУ СТАНУ

При поступовому зростанні навантаження на ґрунтовий масив, починаючи від деякого безпечного рівня до критичного, при відповідних умовах може статися його руйнування, проявами якого є поява пластичних, тобто незворотних, деформацій. Промислові і цивільні будинки і споруди проектуються таким чином, щоб в жодній точці ґрунтової основи за весь час функціонування об'єкту, що споруджений на ній або під нею, такі деформації не виникли. Це передбачає знання того, яким чином і за яких умов руйнуються ґрунти, гірські породи і взагалі тверді тіла різної природи у об'ємному напруженому стані.

7.1 Розвиток уявлень про міцність і руйнування твердих тіл

Загальною властивістю практично всіх конструкційних матеріалів є їхня твердість, що варто розуміти як здатність зберігати вихідні розміри і цілісність при невеликих (не більш 1-3 %) відносних деформаціях. Ґрунти і гірські породи, якщо їх розглядати як матеріал, середовище на якому будується відповідна будівля або у якому споруджується підземна виробка, також у переважній більшості, як уже відзначалося вище, можуть бути віднесені до твердих тіл.

Проблема міцності і нерозривно пов'язане з нею явище руйнування твердих тіл існують відтоді, відколи, створюючи ту чи іншу споруду, людина стала замислюватися над відповідністю її надійності до витрат, що пов'язані з будівництвом. З цього приводу існують сотні книг і статей, у фізиці визначився самостійний напрямок – механіка руйнування [7].

Механічне руйнування внаслідок силового впливу можна визначити як результат деякого деформування і розриву структурних зв'язків матеріалу. Дослідження цього процесу, як і рішення будь-якої задачі, відбувається на основі фізичних моделей, що імітують реальні тверді тіла. У залежності від цілей

дослідження вивченню й аналізу можна піддати порівняно невелику кількість моделей (рис. 7.1). До них відносяться структурні моделі, що розглядають тверді тіла на атомно-молекулярному рівні, і безструктурні, коли об'єкт вивчення розглядається як суцільне однорідне тіло. Структурні моделі, як статичні, так і динамічні, вивчаються методами фізики твердого тіла; безструктурні – методами механіки твердого деформованого тіла.

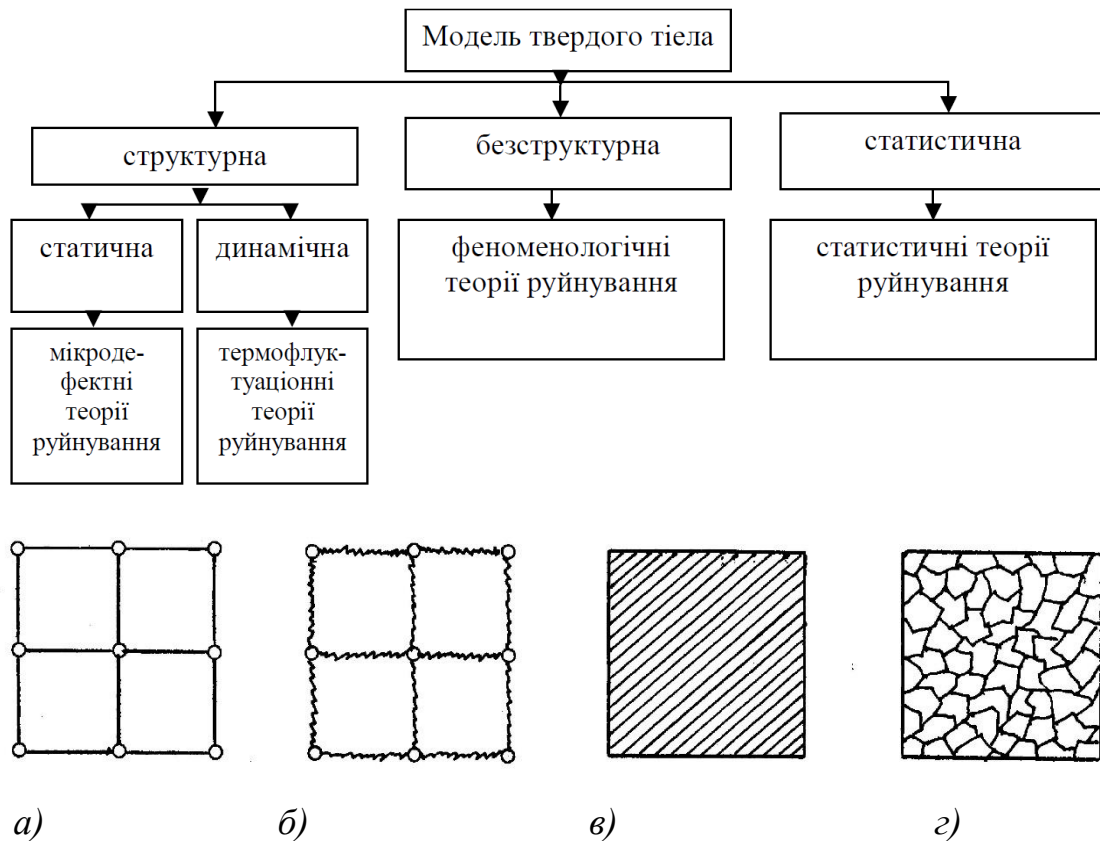


Рисунок 7.1 – Моделі твердого тіла: а) структурна, статична; б) структурна, динамічна; в) безструктурна; г) статистична

Існують також комбіновані моделі, за допомогою яких середовище представляють як суцільне тіло, що складається з хаотично розташованих структурних елементів, які мають, у свою чергу, мікроструктуру більш низького рівня. При цьому структурні елементи і на макро-, і на мікрорівні мають різні механічні характеристики. Вивчення таких моделей здійснюється також на основі механіки твердого деформованого тіла, але з залученням методів теорії імовірностей.

Рентгеноструктурні дослідження ґрунтів і гірських порід дозволили досить точно визначити їхню будову, відповідно до чого вони можуть бути розподілені на кристалічні й аморфні. Причому, переважна їх кількість, у тому числі всі породи осадового типу, відносяться до групи полікристалічних твердих тіл. Основною властивістю кристалічного стану речовини є геометрично правильне розташування часток у просторі. Частками можуть бути атоми, іони або молекули. Кристали мають будову так званих просторових решіток, що являє собою періодичне повторення однієї і тієї ж групи часток. Така група часток утворює елементарний осередок, що є вихідною структурною одиницею.

Приймаючи як основну структурну модель твердого тіла у вигляді ідеальних кристалічних решіток, по кутах якої знаходяться частки, що утримуються силами зв'язку, можна розрахувати величину зусилля, яке потрібне для того, щоб розірвати цей зв'язок і тим самим зруйнувати деформоване тіло. Уперше ця задача для крихких матеріалів була вирішена А.А. Гриффітсом [8]. Спираючись на аналітичні дослідження Г.В. Колосова і Інґліса, у яких розглядалася задача про розподіл напружень навколо еліптичних вирізів при заданих граничних умовах, А.А. Гриффітс показав, що міцність крихких твердих тіл визначається міцністю на розрив структурних зв'язків, істотно послаблених за рахунок мікродефектів. Ці мікродефекти (тріщини) неминуче, з різних причин, знаходяться у вихідному матеріалі. В осадових породах, наприклад, їх наявність пов'язана з генезисом і наступним метаморфізмом.

А.Ф. Іоффе, проводячи досліди з кам'яною сіллю, визначив, виходячи з припущень А.А. Гриффітса, що найбільш небезпечними є мікротріщини, розташовані на поверхні об'єкта, що навантажується. Розчиняючи ці дефекти у воді, він отримав міцність на розрив кристалів кам'яної солі, близьку до теоретичної.

Свої висновки щодо впливу послаблюючих мікродефектів на міцність твердих тіл А.А. Гриффітс втілював у теорію міцності, що склала основу подальших досліджень в області так званих мікродефектних теорій міцності.

Критерій, користаючись яким можна визначити, чи відбудеться руйнування твердого тіла, має вигляд

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + 8R_p(\sigma_3 + \sigma_1) = 0, \text{ якщо } 3\sigma_3 + \sigma_1 > 0, \quad (7.1)$$

$$\sigma_3 = R_p, \text{ якщо } 3\sigma_3 + \sigma_1 < 0 \quad (7.2)$$

Поклавши у виразі (7.1) $\sigma_3 = 0$, одержимо співвідношення між межею міцності на одноосьове стискування і межею міцності на одноосьове розтягнення

$$R_c = -8R_p, \quad (7.3)$$

що цілком добре співпадає з даними випробувань для ґрунтів і гірських порід.

Теорія міцності, яку було розроблено А.А. Гриффітсом на початку 20-х років минулого століття, цілком відповідає сучасним уявленням про механізм руйнування твердих тіл і досить добре підтверджується експериментальними даними. Саме з цієї причини їй приділяється так багато уваги в спеціальних дослідженнях, де вона отримала свій подальший розвиток.

Мікродефектні теорії єдині в тім, що вони розглядають руйнування як результат дезінтеграції твердого тіла вздовж однієї магістральної тріщини. Так руйнуються, наприклад, ґрунтові укоси, схили, борти кар'єрів і тому подібні об'єкти. У підземних виробках крихке руйнування відбувається інакше, воно реалізується у вигляді системи тріщин. Для опису такого механізму тріщиноутворення необхідне введення у робочі гіпотези спеціальних передумов.

При деформуванні твердих тіл завжди мають місце два механізми, завдяки яким відбувається руйнування матеріалу - пластична течія (зсув) і крихке розтріскування (відрив). На цю обставину вказував ще Прандтль [9], підкреслюючи, що варто розрізняти два типи руйнування: крихке, котре відбувається шляхом відриву по площинках, які розташовані перпендикулярно до сили, що розтягує, і в'язке – від зсуву. Такий підхід отримав широкий розвиток у працях Н.Н. Давиденкова, Я.Б. Фрідмана, Г.В. Ужика і ін. Поняття про крихке і в'язке руйнування є фізичною основою для розробки тих чи інших критеріїв міцності.

На цей час можна вважати встановленим, що руйнування тільки шляхом відриву або тільки шляхом зсуву є неможливим у принципі. Якщо пластична деформація, що викликана дотичними напруженнями, розпушує матеріал і готує його до розриву, то порушення суцільності відбувається під дією нормальних напружень розтягання.

Механізм пластичного деформування твердих тіл у результаті деформацій зсуву був розкритий у 1934 р. Дж. Тейлором, який першим передбачив існування лінійних дефектів у кристалічних решітках – **дислокацій** [10]. Дислокації зароджуються у кінчиках тріщин або інших концентраторів напружень, вони можуть взаємодіяти один з одним і істотно при цьому розмножуватися (джерело Франка-Ріда).

У твердих тілах типу гірських порід пластичні деформації починаються при порівняно невеликих навантаженнях. Серед безлічі хаотично розташованих кристалів завжди знайдеться деяке число найменш вигідно орієнтованих стосовно зовнішніх зусиль і внутрішніх дефектів типу дислокацій. Ці кристалики деформуються пластично вже при досить невеликих зовнішніх зусиллях. Число цих кристаликів порівняно невелике і місцеві пластичні деформації помітно не позначаються на загальній залежності між силою і переміщенням, що відповідає початковій стадії навантаження.

При великих зовнішніх зусиллях пластичні деформації стають переважними. Незворотні зсуви відбуваються у більшості кристалів по найбільш слабких поверхнях, особливо, якщо вони мають напрямок, близький до поверхонь максимальних дотичних напружень. Це знаходить своє відображення в утворенні смуг ковзання (лінії Чернова-Людерса) на полірованих бічних поверхнях породних зразків, що деформуються.

У результаті прикладання зовнішніх сил у кристалах виникають зсуви атомів не тільки на ціле число позицій, але й відбувається також деяке перекручування кристалічних решіток. Таким чином, поряд із пластичною деформацією існує і пружна. Обґрунтовано, що пластичне деформування в результаті зсуву є незворотнім і протікає без зміни об'єму матеріалу.

Другий важливий етап у розвитку уявлень про міцність, слідом за урахуванням атомної будови, полягав в урахуванні впливу теплового руху у твердому тілі на процес руйнування. Перехід до етапу урахування теплового руху відбувся з накопиченням експериментальних даних про властивості «меж» пружності, міцності і в'язкості, коли було з'ясовано, що ці межі нестабільні і їхня величина істотно залежить від умов вимірів. Така мінливість «меж» пружності, міцності і в'язкості була викликана якоюсь загальною фізичною причиною, що робило їх неоднозначними, а всіма прийняту статичну модель середовища - неповною. Цією причиною виявився тепловий рух атомів у твердому тілі.

Урахування теплового руху атомів додало серйозних змін у чисто "механічній" постановці задачі. Адже в цьому випадку зовнішнім зусиллям опирається вже не статичний ансамбль зв'язаних атомів, а деяка система, що перебуває в коливальному русі. Систематичне вивчення температурно-часової залежності міцності було розпочате С.М. Журковим у 1952 році. В основному, роботам цієї школи зобов'язана своєму становленню і розвитку *термофлуктуаційна* теорія міцності твердих тіл.

Експерименти на розтягання твердих тіл із різноманітною структурою (монокристали, полікристали, полімери, композиційні матеріали), виконані в різних умовах, показали, що залежність довговічності τ від діючого напруження σ і температури T завжди описується емпіричною формулою того ж самого виду

$$\tau = \tau_0 \exp(u_0 - \gamma\sigma)/kT \quad (7.4)$$

де k - постійна Больцмана; u_0, τ_0 і γ - деякі константи випробуваного матеріалу.

Фундаментальні дослідження Я.І. Френкеля, у яких він деталізував характер теплового руху атомів у твердих тілах і рідинах, дозволили однозначно визначити фізичний зміст і чисельне значення констант, що входять у залежність (7.4):

τ_0 - період коливань атома поблизу положення рівноваги ($\tau_0 \approx 10^{-13}$ Зс);

u_0 - енергія міжатомних зв'язків;

γ - величина, зв'язана з структурними особливостями деформованого тіла.

Таким чином, основне рівняння термофлуктуаційної теорії міцності має реальний фізичний зміст і відбиває закономірності процесів, що протікають у навантаженому твердому тілі на атомному рівні. Причиною руйнування служать енергетичні флуктуації атомів при тепловому русі.

Крім описаної вище, існує ще одна теорія термофлуктуаційної міцності, що активно розвивається останнім часом. У рамках цієї теорії механізм зародження тріщини відбувається в результаті накачування енергії з навколишнього середовища до флуктуації руйнуючої щільності – *дилатону*. Це приводить до розігріву і теплового розширення дилатонів до критичної величини, їх розпаду і утворенню у твердому тілі мікротріщин.

При розриві на границі дилатона виникає перепад тисків. У результаті дилатон виявляється не тільки причиною локального руйнування, але і є одночасно точковим флуктуаційним джерелом дислокацій. Таким чином, елементарні механізми руйнування і пластичної деформації виявляються взаємозалежними і діючими одночасно.

Дилатонна теорія міцності дозволяє пояснити причину руйнування бездефектних структур у силу внутрішньої нестійкості, що притаманна будь-якому ансамблю атомів.

На сучасному етапі розвитку кінетична теорія міцності, хоча і пояснює фізику процесів, що лежать в основі руйнування твердих тіл, не може бути використана для кількісних розрахунків. Вона розроблена, по суті справи, тільки для випадку одноосьового розтягання, у той час, як переважна більшість конструкцій, у тому числі і породний масив навколо гірничих виробок, знаходяться в умовах складного напруженого стану.

Кінетична теорія міцності нічого не говорить про те, як будуть зливатися мікродефекти в магістральні тріщини, що є ознакою руйнування твердого тіла. Цей недолік теорії можна було б усунути, якби існував спосіб підсумовувати окремі акти руйнування. Ідея підсумовування ушкоджень була сформульована Больцманом і одержала істотний розвиток у роботах Л.М. Качанова, Ю.М. Работнова, Г.Г. Литвинського й інших вчених.

Дослідження твердих тіл на основі структурних моделей дозволили зрозуміти механізм, що лежить в основі їхньої міцності, і висловити основні концепції теорії руйнування. Однак реальні тверді тіла істотно відрізняються від тих ідеалізованих уявлень, що лежать в основі розглянутих вище теорій. Інженерна практика вимагає наявності конкретних формул, що дозволяють оцінювати міцність проєктованих конструкцій.

Саме ця обставина сприяла розробці практичних теорій міцності, в основі яких лежать безструктурні моделі суцільного деформованого твердого тіла. На цей час із усіх представлених на рис. 7.1 моделей цей клас вивчений найбільш повно.

Безструктурна модель суцільного твердого деформованого тіла з погляду зв'язку між зовнішнім впливом і отриманим результатом являє собою так названу «чорну шухляду». «Чорною шухлядою» прийнято називати будь-яку систему зі стохастичною структурою, що якимось чином перетворює зовнішній сигнал і видає результат дії у вигляді деякої випадкової величини. Теорії руйнування, засновані на вивченні безструктурних моделей, одержали назву **феноменологічних**.

Інженерні теорії міцності виходять із припущення, що руйнування твердих тіл відбувається в тому випадку, коли визначена комбінація компонентів напруження (деформації) досягне критичного рівня. У самому загальному вигляді умова руйнування для головних компонентів напруження може бути представлена наступним чином:

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \leq k \quad (7.5)$$

де F - деяка функція, що зв'язує в одне співвідношення компоненти напруження, і яка в граничному стані дорівнює критерію руйнування k , що залежить як правило від основних міцносних характеристик матеріалу: меж міцності на стискування, розтягування і зсув.

Тривалий час були відомі чотири, так названі класичні, теорії міцності. Одна з них (Кулона-Треска-Сен-Венана) не втратила своєї актуальності і на цей час відносно пластичних матеріалів.

Подальший розвиток теорій міцності йшов, в основному, шляхом обґрунтування аналітичних критеріїв, що дозволяли б більш точно встановлювати граничний стан у будь-яких конструкційних матеріалах, у тому числі і крихких, що неоднаково опираються зусиллям розтягування і стискування, якими в переважній більшості і є ґрунти і гірські породи.

Для таких матеріалів О. Мор [11] запропонував теорію міцності, суть якої полягає в наступному: руйнування відбувається в тому випадку, якщо дотичні напруження, що є функцією нормальних, досягнуть визначеного рівня. При цьому міцність гірських порід практично не залежить від величини середнього за величиною напруження σ_2 .

Спеціально поставлені експерименти для з'ясування впливу середнього за величиною нормального напруження σ_2 показали, що помилка від неврахування σ_2 не перевищує 10-15 % і знаходиться в межах точності вимірюваних параметрів. Для крихких анізотропних порід вплив σ_2 трохи збільшується.

Таким чином, передумова, прийнята Мором, підтверджується в цілому дослідженнями й істотно спрощує вивчення поведінки ґрунтів і гірських порід у складному напруженому стані. Теорія О. Мору не має аналітичного критерію міцності. Вона базується цілком на експериментальних даних, що робить її дуже надійною. Відрізняючись великою широтою охоплення явищ, виявлених при дослідженнях, теорія О. Мору і зараз продовжує удосконалюватися і розвиватися.

Вивчаючи питання пластичного деформування Мізес у 1913 і Губер у 1914 р. незалежно дійшли висновку, що за критерій міцності варто приймати не всю величину потенційної енергії, а тільки ту її частину, що йде на зміну форми. Теорія міцності Губера-Мізеса непогано підтверджується експериментальними даними для пластичних матеріалів.

Теорії міцності О. Мора, Треска-Сен-Венана і Губера-Мізеса є найбільше вживаними при рішенні пружно-пластичних задач у механіці ґрунтів і геомеханіці.

Дослідження руйнування гірських порід в умовах жорсткого навантаження дозволили сформулювати цілий ряд теорій міцності, що враховують неоднорідність матеріалів, що виявляється в процесі руйнування [12]. Для урахування цієї обставини, що відбивається у параметрах спадаючої ділянки кривої на графіку деформування, в умову міцності звичайно вводять так названу функцію зниження міцності. Тоді умова міцності (7.5) може бути записана у такий спосіб:

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) \leq k(x, y, z), \quad (7.6)$$

де $k(x, y, z)$ – критерій міцності, величина якого різна в різних точках області руйнування.

Загальні вимоги до феноменологічних теорій міцності сформульовані Г.С. Писаренко й О.О. Лебедєвим у роботах [13, 14].

Автори всіх розглянутих вище теорій міцності виходили з припущення про ідеальну будову твердого тіла, що або має структуру, або є суцільним, однорідним. Реальні ж конструкційні матеріали, ґрунти і гірські породи далеко не такі досконалі.

З цієї причини, зокрема, від теорій міцності не можна вимагати ідеального збігу з даними експериментів. Особливо великим це відхилення є в тому випадку, якщо досліджуваний матеріал містить досить великі дефекти – включення, пори тощо, які істотно відрізняються за своїми фізико-механічними властивостями. До таких матеріалів з недосконалою структурою і відносяться, насамперед, ґрунти і гірські породи.

Для неоднорідних твердих тіл детермінована модель суцільного середовища виявляється недостатньою. Оскільки місця концентрації напружень є локальними і локалізуються навколо неоднорідностей, що розташовані у матеріалі випадковим чином, то істотного значення набуває статистичне трактування міцності.

Думка про статистичну природу міцності вперше була висловлена радянськими фізиками О.П. Александровим і С.І. Журковим у 1933 р.

Подальший розвиток статистичні теорії міцності одержали розвиток у роботах Weibull W. [15], Orowan E. [16], Brady B.T. [17] та ін.

Загальний підхід до опису міцності неоднорідних середовищ запропонований І.М. Ліфшицем і Л.Н. Розенцвейгом на основі методу Дж. Гіббса. Найбільш успішними розробками в цьому напрямку є статистичні теорії міцності С.Д. Волкова і Л.Г. Седракяна.

Таким чином, сучасні уявлення про руйнування твердих тіл у своєму становленні пройшли три етапи.

На феноменологічному етапі вважалося, що руйнування настає при досягненні деякими комбінаціями компонентів тензора напружень (деформацій) визначених граничних значень.

На структурному рівні руйнування представляється як подолання міжатомного притягання прикладеним напруженням, які істотно підсилені різного роду дефектами структури.

Сучасний, термофлуктуаційний, етап розглядає руйнування як процес, хоча і залежний від параметрів дефектної структури, але здійснюваний флуктуаціями теплового руху.

Етапний характер розвитку уявлень про руйнування відбивається в наявності трьох відповідних підходів до рішення проблеми міцності, що співіснують, взаємно доповнюючи і збагачуючи один одного. В міру удосконалювання цих методів і підходів усі три напрямки дозволять, очевидно, згодом розробити деяку загальну теорію міцності твердих тіл.

7.2 Критерій міцності Ш. Кулона

В українських будівельних нормах при визначенні міцності і стійкості ґрунтових основ і споруджень використовується критерій міцності Шарля Кулона. Іноді його називають законом міцності Кулона, законом сухого тертя Кулона, моделлю сухого тертя Кулона, теорією міцності Кулона.

У будівельній практиці з використанням критерія міцності Кулона розглядають такі основні випадки руйнування ґрунту:

- ✓ руйнування основи внаслідок деякого перевищення діючого на нього навантаження;
- ✓ руйнування відкосу або схилу;
- ✓ руйнування утримуючої конструкції (підпірна стінка) внаслідок її взаємодії з ґрунтом.

Задачі цього типу вирішуються за допомогою теорії граничної рівноваги, в основу якої покладено емпіричний критерій міцності Кулона.

Суть теорії граничної рівноваги полягає у наступному.

1. Причиною руйнування основи у загальному випадку є зсувні напруження.
2. Руйнування основи відбувається внаслідок того, що напруження, які діють у деякій її точці, досягають граничної (критичної) комбінації.
3. Механічними характеристиками ґрунту основи є кут внутрішнього тертя φ і питома зчеплення c , які визначаються експериментально.

Основи теорії граничної рівноваги було закладено в трудах Ш. Кулона (1773) і В. Ренкіна (1859). Суттєвий внесок у її розвиток внесли А. Прандтль, Ф. Кеттер, Г. Рейснер, К Терцаги та ін. У сучасному вигляді теорію граничної рівноваги сформовано фундаментальними трудами М.Н. Гольдштейна, В.В. Соколовського, В.Г. Березанцева, М.В. Малишева, Ю.И. Соловьева, Ю. А. Соболевського, А.С. Строганова, Г. Мейергофа, О.М. Шашенка, В.Б. Швеця та інших вчених.

В одномірному випадку без урахування порового тиску критерій міцності Кулона має наступний вигляд:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c . \quad (7.7)$$

Тут τ і σ – дотичне і нормальне напруження, які діють у деякій точці основи, φ – кут внутрішнього тертя, c – питома зчеплення ґрунту.

При $\varphi \neq 0$ і $c = 0$ з (7.7) отримаємо критерій міцності Кулона для сипучого ґрунту (пісок), а, при $c \neq 0$ и $\varphi = 0$ отримаємо критерій міцності Кулона для зв'язного водонасиченого ґрунту (жирні глини).

Перевагою критерію міцності Кулона є його простота і можливість визначення міцності і стійкості ґрунтових основ, а недоліком - неможливість визначення їх деформацій.

7.3 Теорія руйнування ґрунтів у складному напруженому стані

Передумова щодо малого впливу проміжного за величиною напруження на руйнування ґрунтів і гірських порід є єдиною в теорії Мору, що в іншому не вимагає перевірки, оскільки цілком ґрунтується на експериментальних даних. Однак, аналітичний критерій міцності виходить шляхом підбору відповідного емпіричного виразу і його застосування обмежується тією областю напружених станів, у якій виконані експерименти.

Таким чином, експериментальний характер забезпечує досить точний опис граничного стану матеріалу, а емпіричний підбір умови міцності не дає можливості повною мірою скористатися цією перевагою. Тому представляється цікавим отримання аналітичного критерію теорії на основі аналізу процесу руйнування в локальній області твердого тіла, що може бути представлений у такий спосіб. Дотичні напруження, величина яких досить повно характеризується інтенсивністю напруження σ_i , розпушують матеріал шляхом зсуву, а під дією нормальних напружень, рівень яких визначається кульовим тензором I , відбувається розкриття тріщин. Спільна дія двох видів руйнування (зсув і відрив) призводить, як було вже відзначено вище, до втрати міцності матеріалу. Подібна схема руйнування відповідає дислокаційній і дилатонній теоріям виникнення крихкої тріщини.

Ряд сучасних теорій міцності був отриманий на основі відзначеної моделі руйнування твердих тіл із загальної функціональної залежності, що поєднує в

одне співвідношення інтенсивності напруження σ_i і компоненти кульового тензора I :

$$\sigma_i^2 + aI^2 + bI = c, \quad (7.8)$$

де a, b, c - деякі параметри, обумовлені з випробувань при найпростіших напружених станах на одноосьовий стиск і розтяг:

$$\sigma_i = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}, \quad (7.9)$$

$$I = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (7.10)$$

Відповідно з гіпотезою Мора, припустимо, що міцність матеріалу практично залежить тільки від тих членів виразів (7.9) і (7.10), що визначають різницю і суму найбільшого і найменшого компонентів напруження. Тоді з (7.8) при $a = 0$, отримаємо наступний вираз:

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + b(\sigma_1 + \sigma_3) = c. \quad (7.11)$$

Параметри b і c визначимо з (7.10) у результаті випробувань гірських порід при найпростіших напружених станах отримаємо:

- ✓ при одноосьовому стискуванні в граничному стані

$$\frac{1}{2}R_c^2 + bR_c = c \quad (7.12)$$

- ✓ при одноосьовому розтягуванні

$$\frac{1}{2}R_p^2 + bR_p = c. \quad (7.13)$$

Розв'язуючи спільно рівняння (7.12) і (7.13), знаходимо, що

$$b = \frac{1}{2}R_c(\psi - 1); \quad c = \frac{1}{2}R_c\psi, \quad \text{де } \psi = \frac{R_p}{R_c}. \quad (7.14)$$

Підставивши значення параметрів (7.14) у співвідношення (7.11), одержимо наступну умову міцності

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - R_c^2\psi - (1 - \psi)R_c(\sigma_1 + \sigma_3) = 0, \quad (7.15)$$

або в загальному випадку напруженого стану

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 - R_c^2\psi - (1 - \psi)R_c(\sigma_x + \sigma_y) = 0. \quad (7.16)$$

З виразу (7.15) одержимо

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2k, \quad (7.17)$$

де
$$k = 0,5\sqrt{R_c^2\psi + (1-\psi)R_c(\sigma_1 + \sigma_3)}. \quad (7.18)$$

Помітимо, що при симетричному розподілі напружень $\sigma_1 + \sigma_3 = \sigma_r + \sigma_\theta = const$. З цього випливає, що вираз (7.17) за своєю суттю є умовою міцності Треска-Сен-Венана. У загальному ж випадку напруженого стану права частина умови (7.17) залежить від значень компонентів напруження.

Для матеріалів, що однаково опираються стискуванню і розтягуванню, $\psi = 1$. У цьому випадку з виразу (7.17) одержимо теорію міцності Кулона.

При $\psi = 0$ з (7.15) одержимо наступний вираз для теорії міцності

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{R_c(\sigma_1 + \sigma_3)}. \quad (7.18)$$

Позначимо відповідно максимальне дотичне напруження і величину, що характеризує вид напруженого стану, як $\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$; $\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$. Тоді вираз (7.15) з урахуванням прийнятих позначень набуде виду

$$4\tau^2 - 2\sigma(1-\psi)R_c - R_c^2\psi = 0. \quad (7.19)$$

Залежність (7.19) у системі координат « $\tau - \sigma$ » є рівнянням параболи - опуклої і безупинної кривої.

У системі координат « $\sigma_1 - \sigma_3$ » рівняння (7.15) має вид параболи, що рівно нахилена до осей і відкрита з боку стискаючих напружень. Це відповідає умові симетричності умови виникнення граничного напруженого стану (рис. 7.2.) Зі збільшенням величини ψ від 0 до 1 парабола поступово витягається у напрямку всебічного розтягування, що підтверджується дослідженнями Г.В. Ужика. І, нарешті, при $\psi = 1$ парабола вироджується в дві паралельні прямі, що відповідають теорії «енергії формозміни».

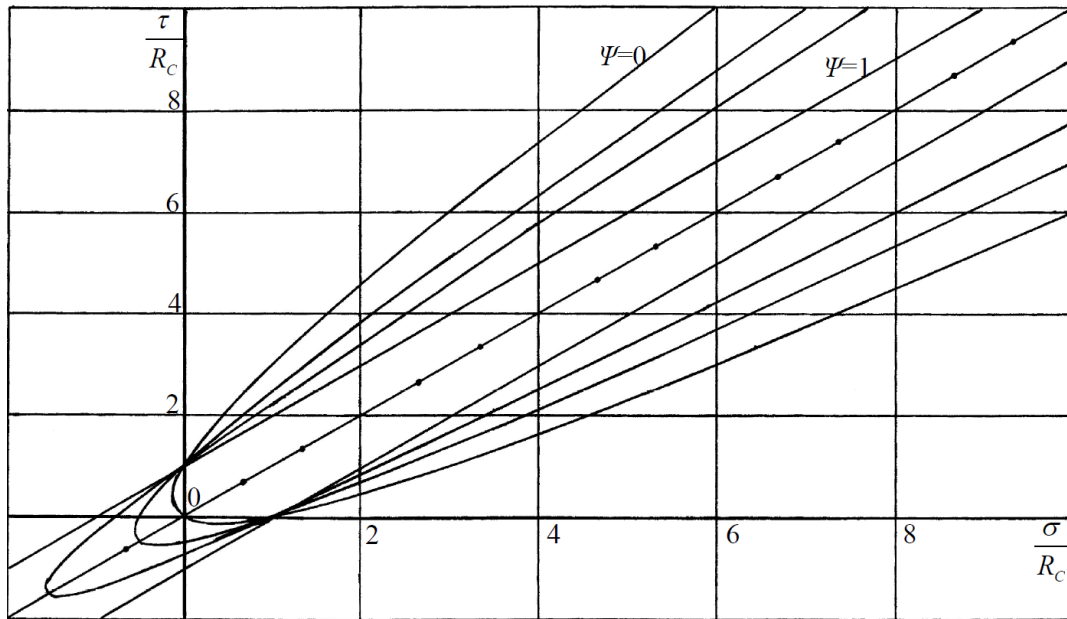


Рисунок 7.2 – Поверхня граничних станів за формулою (5.19)

Таким чином, умова міцності, що отримана вище, відповідає вимогам постулату Друккера [18] і сучасним уявленням про природу руйнування твердих тіл [13, 14].

Руйнування крихких матеріалів, як уже відзначалося, досить добре описується теорією Гриффітса. Муррель показав [18], що в системі координат « $\tau - \sigma$ » основне рівняння теорії Гриффітса може бути представлене у такий спосіб

$$4\tau^2 - 2R_c\sigma - 0,25R_c^2 = 0. \quad (7.20)$$

Якщо в залежності (7.19) покласти, згідно Гриффітсу, $\psi = 1/8$ і порівняти її з залежністю (7.20), то виявиться, що аналітичні вирази двох теорій міцності, отриманих на основі різних фізичних уявлень про природу руйнування, є практично ідентичними.

Умову міцності (7.15) при $\psi = 1$ було перевірено Баушингером. Він показав, що вона добре описує процес руйнування пластичних матеріалів. Ще раніше аналогічні випробування були проведені Тріска [18].

На рис. 7.3 і 7.4 показана теоретична крива залежності (7.15) у системі безрозмірних координат $\left(X = \frac{\sigma_1}{R_c}; Y = \frac{\sigma_3}{R_c} \right)$ і результати випробувань гірських порід, отримані О.М. Ставрогіним і Х. Куком [19].

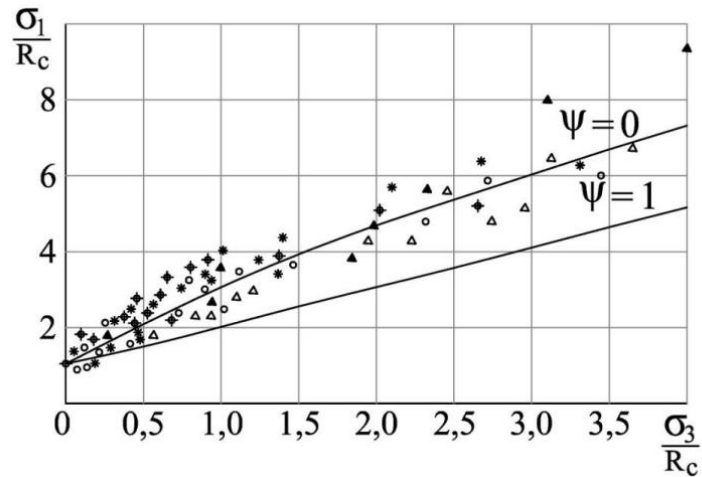


Рисунок 7.3 – Порівняння аналітичного критерію (7.15) з результатами випробувань гірських порід і бетону [16]: 0 - вапняк, Δ - аргіліт, ▲ - талькохлорит, -○- - мрамур 1, + - діабаз, * - діорит, ◻ - алевроліт Д-19, піщаник Д-12, -●- - бетон

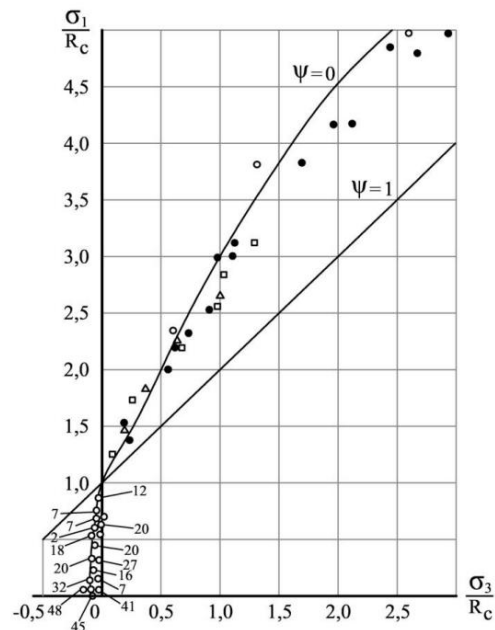


Рисунок 7.4 – Порівняння аналітичного критерію (7.15) з результатами випробувань гірських порід [19]

Незважаючи на деякий наявний розкид експериментальних точок, неминучий при випробуваннях настільки структурно неоднорідних матеріалів, якими є гірські породи і бетони, з рисунків випливає, що запропонована умова міцності (7.15) досить добре описує процес їхнього руйнування при об'ємному стискуванні і стискуванні з розтягуванням

З виразу (7.15) може бути отримана формула для приведення складного напруженого стану до простого одноосьового. Вона має наступний вид:

$$\sigma_e = \frac{(\psi - 1)(\sigma_1 + \sigma_3) + \sqrt{(1 - \psi)^2 (\sigma_1 + \sigma_3)^2 + 4\psi(\sigma_1 - \sigma_3)^2}}{2\psi} \leq R_c. \quad (7.21)$$

Тут σ_e - так зване напруження, що еквівалентне одноосьовому напруженому стану.

Використовуючи формулу (7.21), можна за допомогою коефіцієнта запасу міцності n оцінити ступінь небезпеки руйнування породного середовища для будь-якої точки однорідного породного масиву навколо виробки, порівнюючи величину σ_e з межею міцності на одноосьове стискування R_c :

$$n = \frac{R_c}{\sigma_e}. \quad (7.22)$$

Руйнування породного середовища настає при $n < 1$. Розподіл ізоліній величини n навколо виробок є більш інформативним, чим розподіл ізоліній компонентів напруження. По ньому можна судити про ступінь можливого руйнування ґрунтового масиву.

7.4 Взаємозв'язок меж міцності на одноосьовий стиск, розтяг і зсув

З виразу (7.19) при $\sigma = 0$ витікає, що основні міцнісні характеристики: межа міцності на одноосьовий стиск, розтягіння і зсув – пов'язані між собою наступною залежністю:

$$R_\tau = 0,5\sqrt{R_c R_p}. \quad (7.23)$$

Величина R_τ досить об'єктивно і просто визначається шляхом випробувань на продавлювання породних дисків, які нескладно отримати, розпилюючи керни. І з тих же кернів виготовляються і породні зразки для випробувань на одноосьовий стиск - R_c . Випробування виконують на звичайному пресі в спеціальному пристрої за схемою, що показано на рис. 7.5

Величина R_τ у цьому випадку визначається за формулою:

$$R_\tau = \frac{P}{\pi dh}, \text{ МПа} \quad (7.24)$$

де h - товщина зразка, d – діаметр пуансона.

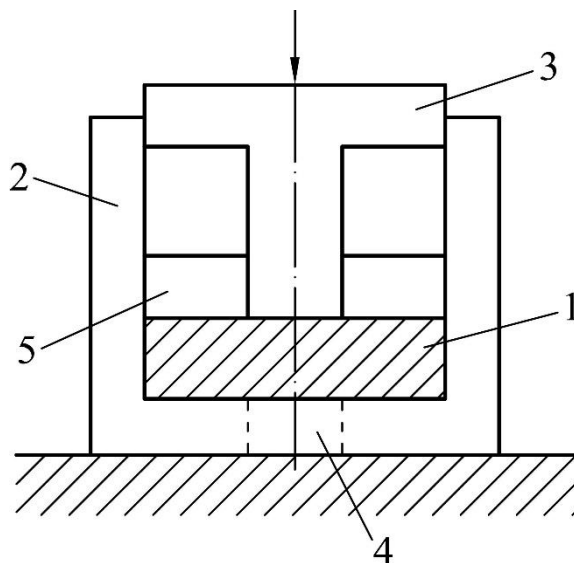


Рисунок 7.5 – Схема випробувань породних дисків на зріз: 1 - породний зразок; 2 - матриця; 3 - пуансон; 4 - отвір, 5 - фіксуєчий диск

Після визначення величини R_c і R_τ , нескладно отримати і величину межі міцності на одноосьовий розтяг

$$R_p = \frac{4R_\tau^2}{R_c}, \text{ МПа.} \quad (7.25)$$

Зазвичай цю характеристику для міцних порід отримують, користуючись наближеними методами, наприклад, бразильським. Для слабких ґрунтів її отримання є проблемою, яка вирішується шляхом використання викладеного вище підходу. У цьому випадку межю міцності на зсув також нескладно отримати, випробуючи зразки на однозрізному приборі, як це було показано

вище. Межу міцності на одноосьовий стиск отримують стандартним способом відповідно за нормативним документом [20], після цього слід використати залежність (7.25).

Цікаво зазначити, що формулу (7.22) можна отримати і іншим шляхом, наприклад, як це зробив Флорін.

7.5 Теорія міцності Ш. Кулона–О. Мора

Стосовно до піщаних ґрунтів у 1773 р французьким вченим Ш. Кулоном було експериментально встановлено, що їх руйнування відбувається за рахунок зсуву однієї частини ґрунту по іншій. При цьому опір розтягненню в таких ґрунтах практично відсутній. Цим допущенням відповідає закон Кулона-Мора, який для випадку граничного стану може бути представлений у наступному вигляді:

$$\tau = (\sigma - U) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + c. \quad (7.26)$$

в одновимірному випадку і в просторовому випадку

$$\left. \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} = \sin(\varphi), \quad \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 \right\}, \quad (7.27)$$

де τ і σ - діючі в певній точці основи дотичне і нормальне напруження;

U - тиск в поровій рідині (іноді його називають нейтральним);

σ_1 , σ_2 і σ_3 головні напруження в точці;

φ - кут внутрішнього тертя,

c - питома зчеплення ґрунту.

Вираз (7.27) іноді називають умовою міцності Ренкіна. Вираз, подібний (7.26) незалежно було отримано О. Мором при вивченні процесу руйнування скельних порід. Тому частіше всього умова міцності (7.26) має назву Кулона-Мора.

При вирішенні задач, пов'язаних з оцінкою стійкості ґрунтових основ, укосів і схилів, складених пухкими ґрунтами частіше всього використовують

саме умову міцності Кулона-Мора. Її використання у відповідних програмних продуктах (RS2, RS3, Ліра, Плаксіс і т.і.) дозволяє отримати достатньо точні результати.

7.6 Масштабний ефект у геотехнічних дослідженнях

У результаті виконання великої кількості експериментів на одноосьовий стиск, було доказано, що міцність геометрично подібних зразків неоднакова. Це явище отримало назву *масштабний ефект*, а причини, що його викликають, *масштабним фактором*.

Цікаво, що коливання межі міцності може змінюватись як у бік його зменшення, так і у бік збільшення. Так, наприклад, дослідження О.І. Ільницької показали, що міцність зразків мармуру при збільшенні їх діаметра у 5,8 разів (висота при цьому складала $h = 2\sqrt{F}$, де F - площа зразка) знизилась у 1,33 рази (рис. 7.6), а зразків габро – у 1,15 рази.

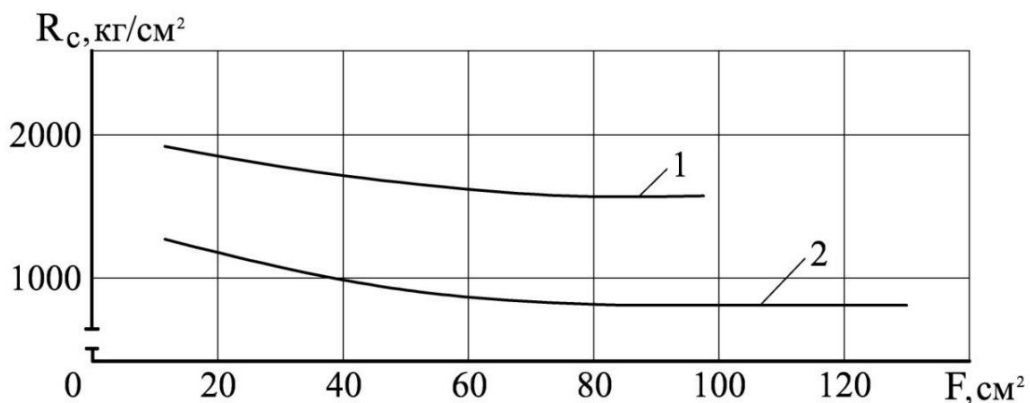


Рисунок 7.6 - Залежність міцності зразків від їх розмірів (за О.І. Ільницькою):

1 - габро, 2 - мармур

Аналогічні результати було отримано і багатьма іншими дослідниками. Разом з тим, відома низка ряд досліджень, що виконані досить коректно, які свідчать про те, що зі збільшенням розмірів зразка міцність його зростає.

Пояснення з цього приводу дав М.І. Койфман. На його думку існує два види масштабного ефекту: поверхневий і об'ємний.

Поверхневий масштабний ефект є наслідком руйнування поверхневого шару зразка при його обробці. Причому, чим менше зразок, тим суттєвіше проявляється поверхневий ефект.

Сутність об'ємного масштабного ефекту полягає у тому, що для реальних структурно неоднорідних тіл ймовірність появи дефекту (тріщин, слабких включень і т.і.) вище у тіл з більшими розмірами. Тому із збільшенням об'єму міцність зразків очевидно повинна падати. Об'ємний масштабний ефект М.І. Койфман назвав головним.

Природньо гадати наперед, що міцність на одноосьовий стиск зразка породи (грунту) завжди буде дещо більшою, ніж міцність масиву скельних горських порід або гуртового масиву.

У зв'язку з цим було запропоновано поняття *коефіцієнта структурного послаблення* - k_c , який дорівнює відношенню межі міцності на одноосьовий стиск породного (гуртового) масиву R_m до межі міцності зразка R_c , тобто.

$$k_c = \frac{R_m}{R_c}. \quad (7.28)$$

Визначення достовірного значення величини k_c є складною задачею, вирішенню якої присвячені численні аналітичні і експериментальні роботи.

Відповідно до [21], величину коефіцієнта структурного послаблення може бути визначено у відповідності до табл. 7.1.

Таблиця 7.1 – Значення коефіцієнта структурного послаблення k_c

Середня відстань між поверхнями послаблення, м	>1,5	1,5-1	1-0,5	0,5-0,1	<0,1
k_c	0,9	0,8	0,6	0,4	0,2

Найбільш детальні аналітичні дослідження величини k_c було виконано у роботі [22]. Породний (грунтовий) масив авторами розглядається як деяка

статистична сукупність неоднорідних об'ємів зі структурними дефектами (рис. 7.7).

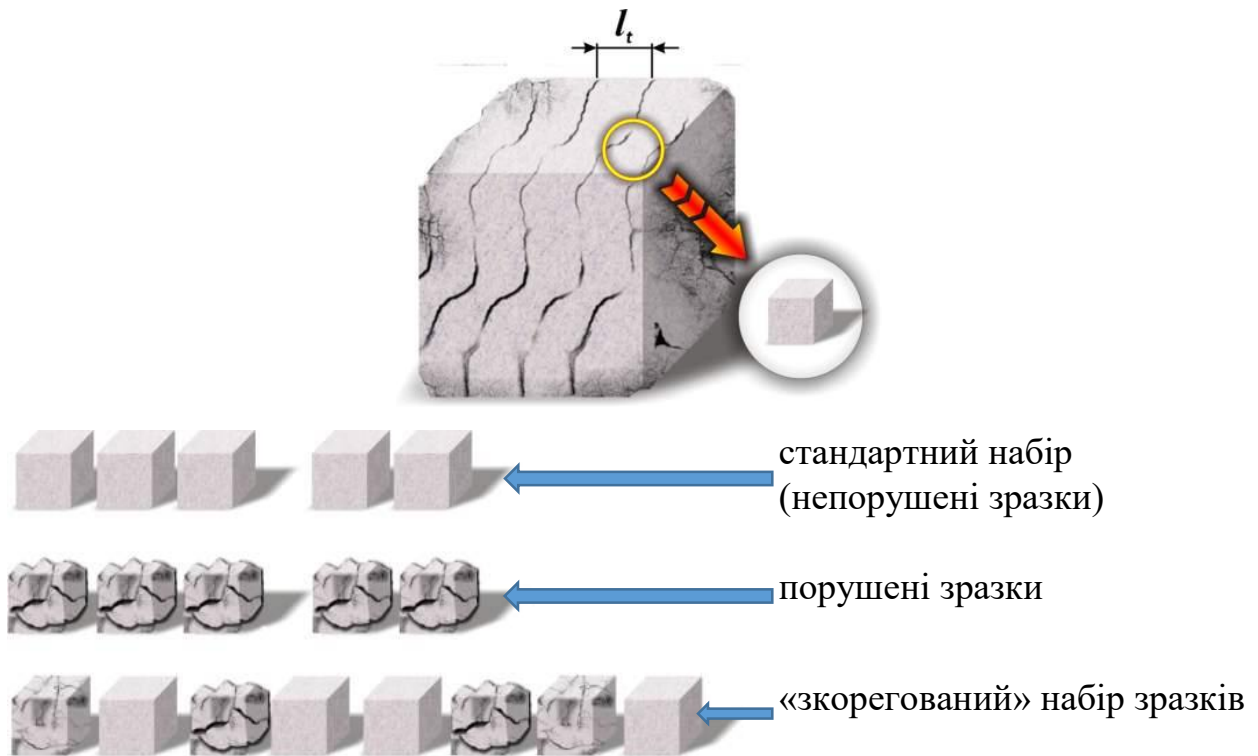


Рисунок 7.7 – Розрахункова схема до вирішення задачі про структурно-механічне послаблення породного масиву

Основною величиною, яка визначає ступінь упорядкованості такої системи, є дисперсія результатів випробування породних зразків на одноосьовий стиск. Однак при цьому зразки (мікроблоки), які були пересічені тріщинами, в звичайних випробуваннях не приймають участі за тієї причини, що їх неможливо виготовити. Якщо ж виказати припущення про те, що такі гіпотетичні зразки мають нульову міцність і привести їх до стандартного статистичного ряду, то початкова дисперсія зміниться. Така зміна кількісно відобразить послаблення породного (грунтового) масиву за рахунок природньої неоднорідності і тріщинуватості. Формула для визначення коефіцієнта структурного послаблення, яку було отримано у припущення, що розподіл дефектів – тріщин у породному (грунтовому) масиві підпорядковується нормальному закону Гаусса, має вигляд

$$k_c = 1 - \sqrt{0,5\eta} \exp(-0,25\eta), \quad (7.29)$$

де η - коефіцієнт варіації міцності породного (грунтового) масиву, що визначається за формулою:

$$\eta = \sqrt{\frac{l_t + l_s}{l_t} (\eta_0^2 + 1)} - 1. \quad (7.31)$$

Тут l_t - середня відстань між тріщинами; l_s - найбільший розмір стандартного породного зразка; η_0 - коефіцієнт варіації результатів випробувань стандартних породних (грунтових) зразків.

Результати обчислень за формулою (7.31) достатньо близько співпадають з даними [21], що були отримані експериментальним шляхом, з тією суттєвою різницею, що аналітичні розрахунки дозволяють для конкретних умов отримати єдине значення потрібної величини (див. табл. 7.1).

Контрольні питання і завдання до Розділу 7

1. Які моделі твердих тіл вивчаються механікою руйнування?
2. Для опису руйнування яких матеріалів була створена теорія міцності А. Гриффітса? Запишіть її основні рівняння.
3. У чому полягає фізична сутність теорії міцності Гриффітса?
4. У чому фізична сутність термофлуктуаційної теорії міцності?
5. Що таке дилатон? Де використовується цей термін?
6. Назвіть відомі феноменологічні теорії міцності. Чому вони так називаються, які їхні переваги і недоліки?
7. Що таке теорія міцності Кулона? Запишіть її основне рівняння.
8. Що таке теорія міцності О. Мора? У чому полягає основне припущення у цієї теорії?
9. У чому особливість статистичних теорій міцності?
10. Як впливає на міцність гірських порід друге за величиною нормальне напруження σ_2 ?

11. Як пов'язані між собою основні міцнісні характеристики: на стиск, розтягнення і зсув?
12. Що таке масштабний ефект? масштабний фактор?
13. Яким може бути масштабний ефект? Що таке головний масштабний ефект?
14. Що таке коефіцієнт структурного послаблення? Як він визначається за статистичною теорією?

РОЗДІЛ 8. ЗАКОНОМІРНОСТІ РОЗПОДІЛУ НАПРУЖЕНЬ У ГРУНТАХ ОСНОВ

Напруження в ґрунтових масивах виникають внаслідок дії внутрішніх і зовнішніх сил, а також в результаті фізичних і хімічних процесів, що протікають в основі. Знання величини і характеру розподілу напружень в ґрунтових масивах необхідно для вирішення наступних інженерних задач:

- ✓ визначення деформацій основ і фундаментів;
- ✓ оцінки міцності і стійкості основ;
- ✓ визначення тиску ґрунту на огороження;
- ✓ визначення реактивного тиску по подошві фундаментів.

Розрізняють наступні види напружень у ґрунтовій основі:

1. Напруження від локального точкового або розподіленого навантаження.
2. Контактні напруження.
3. Напруження від власної ваги ґрунту.

Для визначення полів напружень в ґрунтових основах використовується модель пружної ізотропної лінійної основи і методи теорії пружності, які реалізовані у відповідних програмних продуктах (наприклад, Plaksus, Ліра і т.і.)

Поля напружень ґрунтових основ у загальному випадку мають складний характер. Проте вони можуть бути визначені методом суперпозиції (геометричного складання сил) напружень, що були визначені для відповідних більш простих випадків, які будуть розглянуто нижче. Напруження, які передаються основі, не залишаються постійними на глибині. Вони ніби розсіюються у певній товщі ґрунтової маси. Найбільш цікава для будівельників проблема осідання споруд не може бути вирішена без знання та врахування характеру розподілу напружень у шарах ґрунту під фундаментом. Визначення меж області ґрунту, яка сприймає навантаження від фундаменту, уміння визначити величину напружень, які діють у довільній точці цієї області, мають велике значення при проектуванні основ та фундаментів.

Лінійна залежність між напруженнями та деформаціями (пористістю), яке

було встановлено вище, може вважатися справедливою лише для пружного стану ґрунту. Але якщо в основі виникають значні пластичні деформації, то застосовувати теорію пружності неможна. У зв'язку з цим при проектуванні фундаментів промислових та цивільних споруд завжди задаються такими їх розмірами, при яких у ґрунтах основи виникають напруження тільки такої величини, за якої у ґрунті не виникають пластичні деформації.

8.1 Розподіл напружень у ґрунті від дії зосередженої сили (задача Буссінеска)

Одна з перших задач, які дозволяють визначити рівень напружень і деформацій та характер їх розподілу в основі будівель і споруд, була поставлена та розв'язана французьким математиком Ж. Буссінеском (1885 р.). Постановку і вирішення цієї задачі наведено нижче.

Припустимо, що перпендикулярно до поверхні ґрунту, який моделюється пружним півпростором, що деформується лінійно, прикладено зосереджену силу P (рис. 8.1).

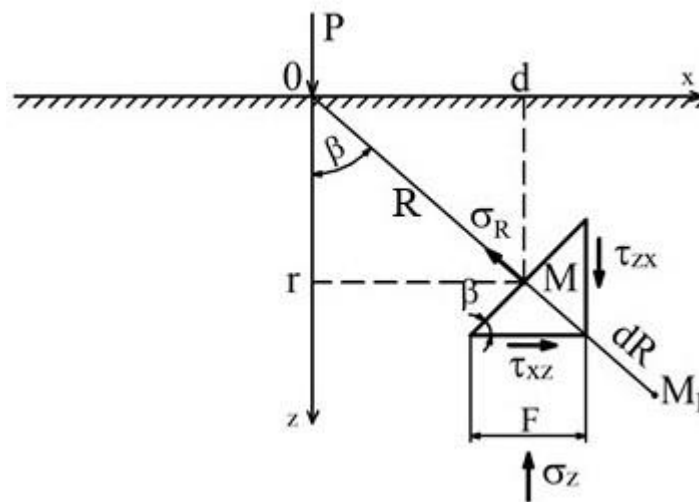


Рисунок 8.1 – Схема дії зосередженої сили

Будемо вважати, що ґрунтовий півпростір є однорідним і ізотропним. Початок системи координат x, y, z сумістимо з точкою прикладання сили P . Задача полягає у тому, щоб знайти компоненти напружень і переміщень у довільній точці півпростору, який розглядається.

Виділимо в масиві довільну точку M з полярними координатами (R, β) . Проведемо через точку площинку, яка перпендикулярна R , та визначимо величину нормального напруження σ_R яке діє на означену площинку. Будемо виходити з того очевидного факту, що чим далі знаходиться точка докладання сили, тим меншим буде її переміщення. При постійному радіусі R переміщення точки M залежно від кута β також будуть різними. Можна точно довести, що напруження σ_R буде прямо пропорційним $\cos \beta$ і зворотно пропорційним відстані R .

Таким чином, переміщення точки M у напрямку радіуса R буде дорівнювати

$$S = K_1 \frac{\cos \beta}{R}, \quad (8.1)$$

де K_1 – деякий коефіцієнт пропорційності.

Припустимо, що під дією зовнішнього навантаження точка M перемістилася у точку M_1 . Визначимо відносну деформацію δ_R відрізка dR . Подібно до попереднього, переміщення M_1 становить:

$$S_1 = K_1 \frac{\cos \beta}{R + dR}, \quad (8.2)$$

тоді відносна деформація дорівнюватиме

$$\delta_R = \frac{S - S_1}{dR} = \left(\frac{K_1}{R} - \frac{K_1}{R + dR} \right) \frac{\cos \beta}{dR} = \frac{K_1}{R^2 + RdR} \cos \beta. \quad (8.3)$$

Нехтуючи через малість величин RdR , отримаємо:

$$\delta_R = \frac{K_1}{R^2} \cos \beta. \quad (8.4)$$

Оскільки між напруженнями та деформаціями існує лінійна залежність, то величина відповідного радіального напруження дорівнюватиме:

$$\sigma_R = K_2 \frac{K_1}{R^2} \cos \beta, \quad (8.5)$$

де K_2 – деякий коефіцієнт пропорційності.

Для визначення величини σ_R виділимо в основі півсфери з центром у т. O (рис. 8.2). По всій поверхні півсфери будуть докладені стискаючі зусилля (напруження) σ_R , які визначені відповідно до формули (8.5).

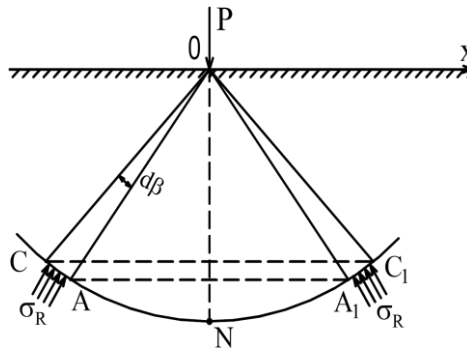


Рисунок 8.2 – Схема дії радіальних напружень від дії зосередженої сили

Інтенсивність напружень можна вважати однаковою для елементарного центрального кута $d\beta$. З умов рівноваги проекція усіх сил на вертикальну вісь Y повинна дорівнювати нулю, тобто:

$$P - \int_0^{\frac{\pi}{2}} (\sigma_R \cos \beta) dF = 0, \quad (8.6)$$

де dF – поверхня елементарного кулястого поясу, яка дорівнює:

$$dF = 2\pi R \sin \beta R d\beta. \quad (8.7)$$

Підставивши (8.7) у (8.6) з урахуванням (8.5), отримаємо:

$$P - K_1 K_2 2\pi \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos \beta \sin \beta d\beta = 0,$$

або

$$P - K_1 K_2 2\pi \left[-\frac{\cos^3 \beta}{3} \right]_0^{\frac{\pi}{2}} = 0,$$

звідки

$$P = \frac{2}{3} \pi K_1 K_2. \quad (8.8)$$

Із виразу (8.8) визначимо, що

$$K_1 K_2 = \frac{3P}{2\pi}. \quad (8.9)$$

Підставивши (8.9) до (8.5), отримаємо:

$$\sigma_R = \frac{3}{2\pi} \times \frac{P}{R^2} \cos \beta. \quad (8.10)$$

Напруження σ_R діє на площадці, перпендикулярній до радіусу R . Але для характеристики компонентів напружень у довільній точці треба знати напруження, які діють по трьох взаємно перпендикулярних площинах. Практичне ж значення мають, перш за все, стискаючі напруження, які діють паралельно вісі Z , а також дотичні напруження, що діють у цій же площадці.

$$\text{Оскільки } \cos \beta = \frac{z}{R}, \text{ то отримаємо } \sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi R^5}.$$

Переміщення вздовж осі z будь-якої площадки визначається за формулою:

$$S = \frac{P}{4\pi G} \left[\frac{y^2}{R^3} + 2(1-\mu^2) \frac{1}{R} \right], \quad (8.11)$$

де $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ – модуль зсуву.

Припустимо, що нам треба визначити вертикальне переміщення деякої точки (див. рис. 8.1), яка лежить на поверхні та перебуває на відстані r від місця докладання сили P . Враховуючи, що для цієї точки координати будуть $z = 0$ та $R = r$, формула (8.12) набуде вигляду:

$$S_{z=0} = \frac{P}{4\pi G} \times \frac{2(1-\mu^2)}{r} \text{ чи } S_{z=0} = \frac{P(1-\mu^2)}{\pi E r} \quad (8.13)$$

Ця формула має широке застосування у розрахунках осідань основ.

Позначивши величину $\sqrt{r^2 - z^2} = y \left[1 + \left(\frac{r^2}{z} \right) \right]^{\frac{1}{2}}$ і підставивши цей вираз до

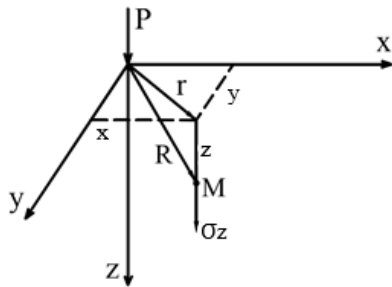
(8.11), отримаємо формулу для визначення величини вертикальних напружень у довільній точці M (рис. 8.3)

$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2}, \quad (8.14)$$

$$\text{де } K = \frac{3}{2\pi} \left[1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{-\frac{5}{2}}.$$

Величина K називається *коефіцієнтом розсіювання*. Для спрощення розрахунків значення величини K табульовані.

а)



б)

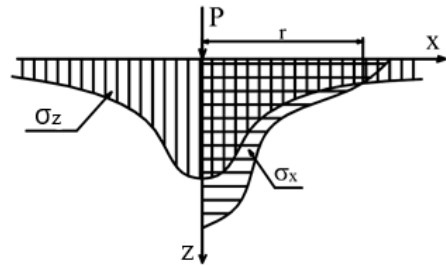


Рисунок 8.3 – Епюри розподілу напружень у ґрунті від дії зосередженої сили

а) схема до визначення напружень від дії зосередженої сили;

б) епюри розподілу напружень у ґрунті від дії зосередженої сили

На рис. 8.3 представлені епюри розподілу напружень у ґрунті від дії зосередженої сили, що побудовані за формулою (8.14).

Для перевірки достовірності отриманих залежностей існує цілий ряд спеціальних приладів (месдоз – датчиків тиску), які здатні вимірювати напруження в ґрунті. Натурні експерименти з визначення величини напружень у ґрунтах, а також характеру їх розподілу показали, що фактично вимірювані величини та визначені теоретично розходяться не більше, ніж на 15 %.

8.2 Розподіл напружень у ґрунті у випадку місцевого рівномірно розподіленого навантаження

У дійсності фундаменти передають не зосереджене, а розподілене навантаження. Однак формулу (8.14) можна використати і в цьому випадку. Існують два способи вирішення цього завдання: наближений та точний.

Наближений спосіб визначення напружень у ґрунті полягає в тому, що площу фундаменту розбивають на ряд дрібних площадок і навантаження, яке діє на кожну з них, приймають у вигляді зосередженої сили, яку прикладено у центрі площадки (рис. 8.4). Тоді сумарна вертикальне напруження у точці T дорівнюватиме:

$$\sigma_z = \frac{P_1}{z^2} K_1 + \frac{P_2}{z^2} K_2 + \frac{P_3}{z^2} K_3 + \frac{P_4}{z^2} K_4, \quad (8.15)$$

де значення K у кожному випадку вираховують залежно від співвідношення $r \div z$.

Точний метод пошуку напружень у ґрунтах полягає в тому, що шукані напруження в ґрунті визначають, по суті, так само, як і в попередньому випадку, але напруження, які виникають від елементарних зосереджених сил, визначаються на додаванням, а інтегруванням. Отримані різні точні рішення для випадків рівномірного навантаження за законом трикутника, трапеції та довільної форми.

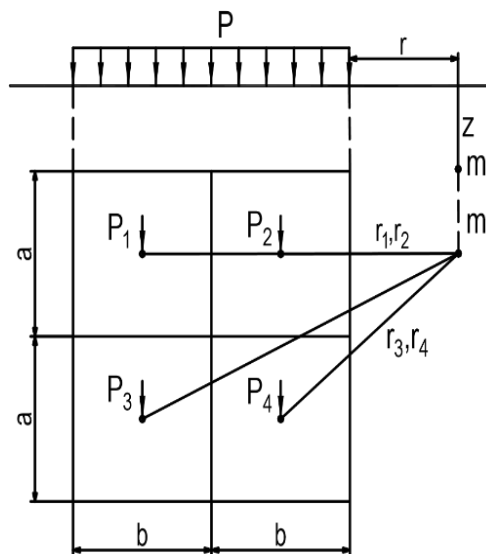


Рисунок 8.4 – До визначення напруження σ_z

Згідно з одним із рішень, у будь-якій точці з координатою z на вертикалі під центром прямокутника з боку $2l_1$ та $2b_1$ (рис. 8.5), завантаженого рівномірним навантаженням, напруження дорівнює:

$$\sigma_{zc} = \frac{2P}{\pi} \left[\frac{l_1 b_1 z}{D} \frac{l_1^2 + b_1^2 + 2z^2}{D^2 z^2 + l_1^2 b_1^2} + \arcsin \left(\frac{l_1 b_1}{\sqrt{l_1^2 + z^2} - \sqrt{l_1^2 z^2}} \right) \right] = d_c \sigma. \quad (8.16)$$

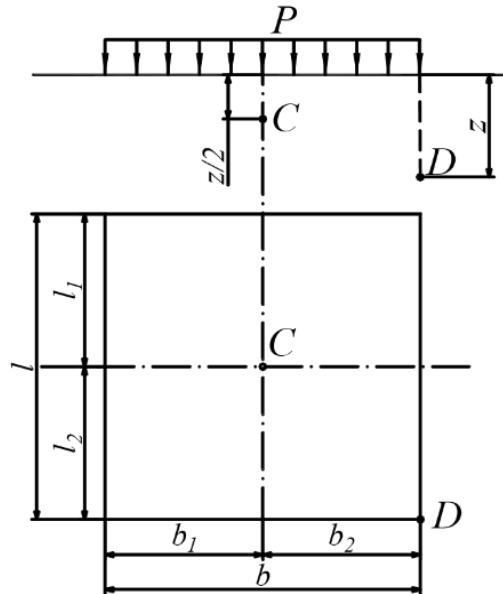


Рисунок 8.5 – Схема рівномірно розподіленого навантаження по прямокутній площі

Стискуюче напруження σ_z у будь-якій точці, розташованій під кутом прямокутника (наприклад, точка D) із сторонами l та b , кутове напруження дорівнюватиме:

$$\sigma_{zc} = \frac{2P}{\pi} \left[\frac{l_1 b_1 z}{D} \frac{l_1^2 + b_1^2 + 2z^2}{D^2 z^2 + l_1^2 b_1^2} + \arcsin \left(\frac{l_1 b_1}{\sqrt{l_1^2 + z^2} \sqrt{l_1^2 + z^2}} \right) \right] = d_D \sigma, \quad (8.17)$$

де P – інтенсивність зовнішнього навантаження; z – глибина точки, яка розглядається; $D = l_1^2 + b_1^2 + 2z^2$; d_c, d_D – коефіцієнт розсіювання напружень, відповідно, під центром та кутом фундаменту.

З порівняння виразів (8.16) і (8.17) випливає важливий висновок: **стискуючі напруження для площинки, які паралельні обмежувальній площині, на глибині z під кутом завантаженого прямокутника дорівнюють $1/4$ напруження під центром ваги прямокутника на глибині $\frac{z}{2}$, тобто,**

$$\sigma_{zD} = \frac{1}{4} \sigma_{\frac{z}{2}c}.$$

За цією залежністю, знаючи кутове стискаюче напруження, можна легко визначити стискаюче напруження для будь-якої точки півпростору – за **методом кутових точок**.

У цьому методі зустрічаються три основні випадки (рис. 8.6):

- ✓ т. M перебуває на контурі прямокутника (рис. 8.6,а);
- ✓ т. M розташовується всередині прямокутника (рис. 8.6,б);
- ✓ т. M розташована поза межами прямокутника (рис. 8.6,в).

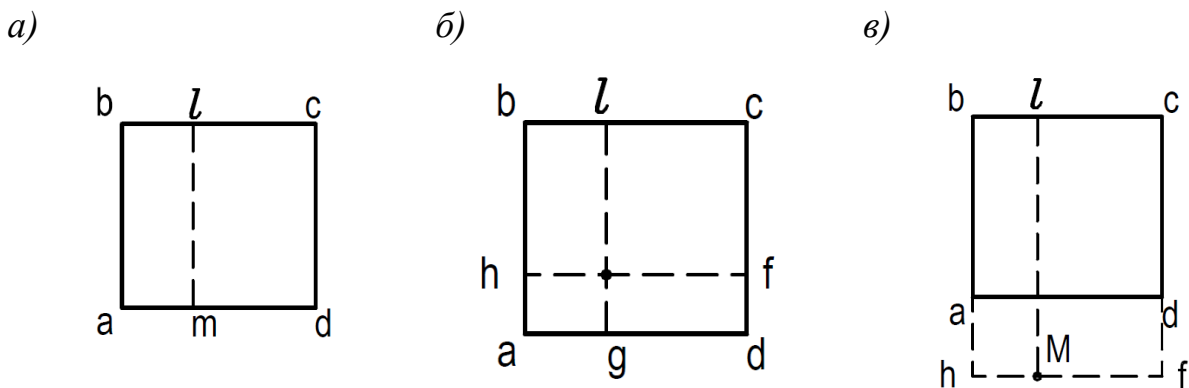


Рисунок 8.6 – Три варіанти розбивки вантажної площі при визначенні стискаючих напружень за методом кутових точок

У першому випадку напруження σ_z визначається як сума двох кутових напружень прямокутників $Mabl$ та $Macl$, для яких точка M є кутовою.

У другому випадку необхідно додати кутові напруження чотирьох прямокутників $Mgah$, $Mlcf$, $Mfdg$ для яких точка M є кутовою.

У третьому випадку, коли точка M розташована поза контуром прямокутника, то прямокутник доповнюють у такий спосіб, щоб точка M знаходилась на його новому контурі. У цьому випадку σ_z дорівнює сумі кутових напружень від впливу прямокутників $Mhbl$ та $Mlcf$, які взяті із знаком (+) та кутових напружень під впливом прямокутників $Mhag$ та $Mfdg$, які взяті із знаком (-).

Замість коефіцієнтів розсіювання напружень – під центром α_c і під кутом α_D – у діючих нормах прийняті табульовані єдині коефіцієнти розсіювання

напружень α , які виділені для вертикалей під центром усієї завантаженої площі розміром $a \times b$ у залежності від параметрів

$$m = \frac{2z}{a} \text{ та } n = \frac{b}{a},$$

де z – відстань від підшови фундаменту до точки, у якій визначається напруження.

За методом кутових точок можуть бути визначені напруження в основі і у випадку дії розподіленого навантаження довільної форми (рис. 8.7).

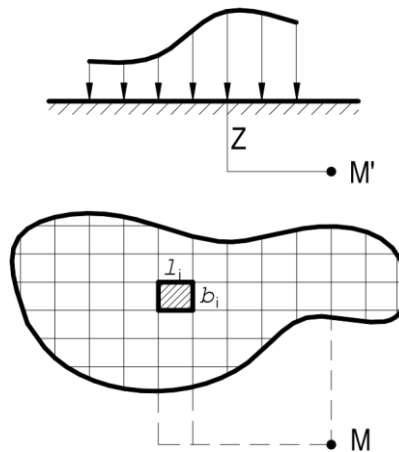


Рисунок 8.7 – Схема до розрахунку напружень у ґрунті від довільного навантаження

У цьому випадку завантажена площа розбивається на прямокутники таким чином, як показано на рисунку. Чим меншим є розбиття, тим точнішим є результат.

8.3 Дія рівномірно розподіленого навантаження у вигляді смуги (задача Мічелла)

У міру збільшення відношення довжини площі завантаження l до її ширини b завдання щодо визначення напружень в основі все з більшими підставами може розглядатися як плоске (плоска деформація). За безкінечної довжини смуга навантаження l у кожному перерізі її поздовжньої осі буде однаковою картина розподілу напружень. Звичайно розглядають задачу

плоского деформування коли $l \div b \geq 10$. У такому випадку визначають три складові: нормальні напруження σ_z , σ_y , і дотичні τ_{yz} . Вказані вище перерізи залишаються у процесі деформації плоскими, отже, $\tau_{xy} = \tau_{xz} = 0$, а σ_x є функцією σ_z та σ_y .

Таку задачу для ізотропного однорідної ґрунтової півплощини вперше було розв'язано Мічеллом.

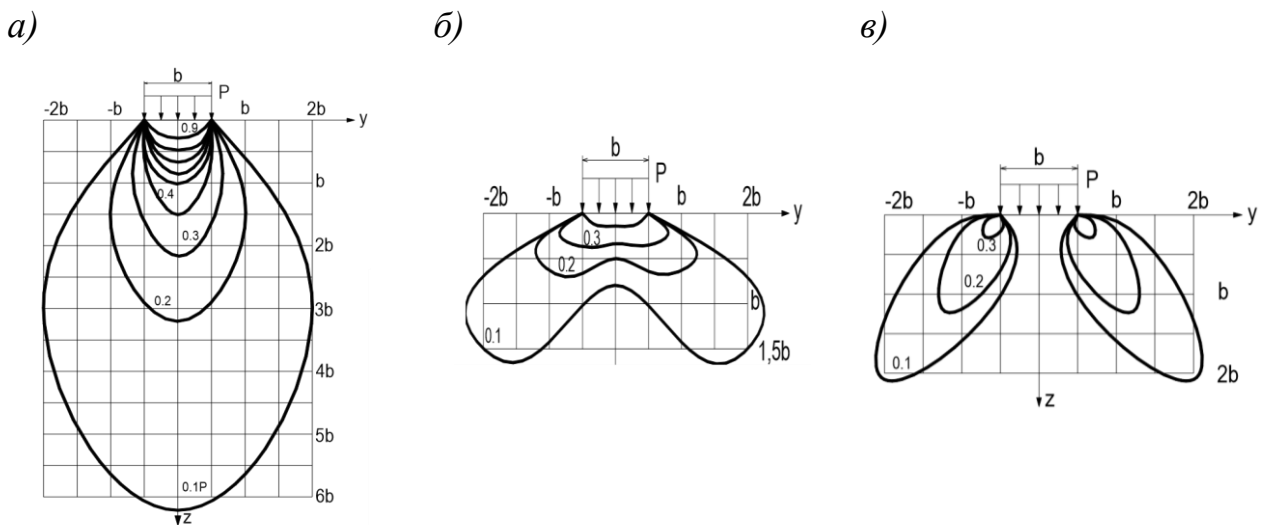


Рисунок 8.8 – Лінії рівних напружень (ізобари) σ_z (а), σ_y (б)
та (ізокліни) τ_{yz} (в)

Якщо відповідно до цього рішення в однорідному ізотропному тілі в усіх точках перерізу, перпендикулярного повздовжній осі, визначити компоненти напружень σ_z , σ_y та τ_{xz} поєднати точки з однаковими значеннями кожної з цих величин, то ми отримаємо лінії рівних напружень – **ізобари**, представлені на рис. 8.8. З них випливає, що нормальні напруження σ_z розподіляються на значну глибину, яка складає $6b$. Нормальні напруження σ_x і дотичні τ_{xz} локалізуються у межах $1,5-2,0b$. За цими графіками, використовуючи інтерполяцію, можна знайти напруження у будь-якій точці півплощини.

З рис. 8.8 випливає, що напруження мають тенденцію до розсіювання з глибиною на все більшу площу.

8.4 Дія зосередженої сили, докладеної всередині півпростору (задача Р. Міндліна)

При глибокому закладанні фундаментів тиск від них докладається не до поверхні пружного півпростору, а всередині ґрунту на деякій глибині d . У такій постановці задача щодо визначення компонентів поля напружень у будь-якій точці півпростору була вперше розв'язана Р. Міндліним. Вертикальні напруження, згідно з інтерпретованим рішенням, можна визначити за виразом:

$$\sigma_{zd} = \frac{K_d P}{d^2},$$

де K_d – табульований коефіцієнт, який визначається у залежності від відношення $\frac{z}{d}$ і $\frac{r}{d}$. Тут z – глибина від поверхні землі до точки, яка розглядається, r – відстань від неї до осі z , d – глибина докладання зосередженої сили P (рис. 8.9).

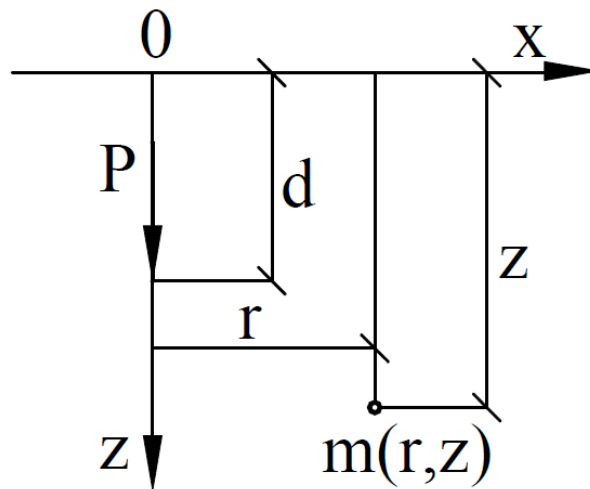


Рисунок 8.9 – Розрахункова схема до розв'язання задачі за Р. Міндліним

Слід зазначити, що рішення Р. Міндліна справедливе для середовища, яке однаково опирається силами розтягування та стискання. Ґрунти такої властивості не мають.

8.5 Розподіл тиску по підшві твердого фундаменту (контактна задача Буссінеска)

Розглянуті раніше завдання визначення напруження у ґрунті від розподіленого навантаження передбачали, що навантаження йде слідом за переміщенням ґрунту. У цьому випадку найбільше просідання матиме місце у центрі, а найменше – по краях навантаженої площадки (рис. 8.10,а).

Якщо ж навантаження передається на ґрунт жорстким фундаментом, то при симетричному завантаженні осідання поверхні ґрунту під ним буде рівномірним (рис. 8.10,б). Це потягне за собою нерівномірний розподіл тисків по підшві фундаменту, зумовлений, зокрема, нерівномірністю деформацій ґрунту.

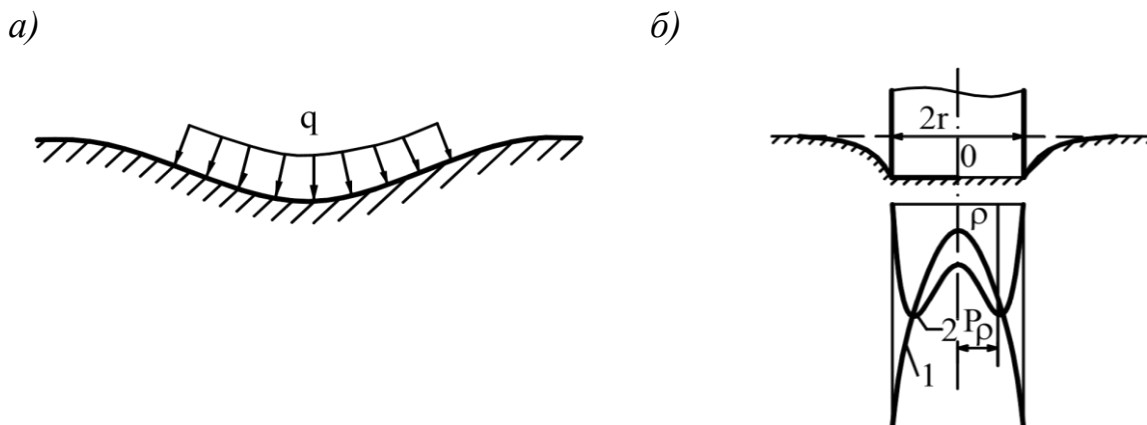


Рисунок 8.10 – Деформація поверхні ґрунту під дією рівномірно розподіленого плоского навантаження (а) та б) жорсткого штампу (фундаменту) з епюрами контактних тисків

Теоретичне розв'язання Буссінеском цієї задачі для круглого фундаменту дає такий вираз:

$$P_p = \frac{P_M}{2\sqrt{1-\frac{\rho}{r^2}}}, \quad (8.19)$$

де P_p – тиск по підшві круглого фундаменту з радіусом r на відстані ρ від його центру при $\rho = 1 < r$; P_M – середній тиск по підшві фундаменту.

У цьому випадку теоретично контактні тиски по краях виходять безкінечно великими (епюра 1 на рис. 8.10,б). Однак, цього не відбувається внаслідок розвитку пластичних деформацій у крайових частинах, в результаті чого контактний тиск перерозподіляється, зменшуючись на межі та трохи зростаючи до центру жорсткого фундаменту (епюра 2 на рис. 8.10,б). Ця обставина враховується при проектуванні жорстких фундаментів.

8.6 Напруження від власної ваги ґрунту

Фактично напружений стан ґрунтів основи при сучасних методах досліджень точно визначити можна лише з урахуванням вертикального напруження від дії ваги вище розташованих ґрунтів. Епюра вертикальних напружень для однорідного ґрунту має вигляд трикутника, а для шаруватих порід – ламаної кривої *abcde* (рис. 8.11).

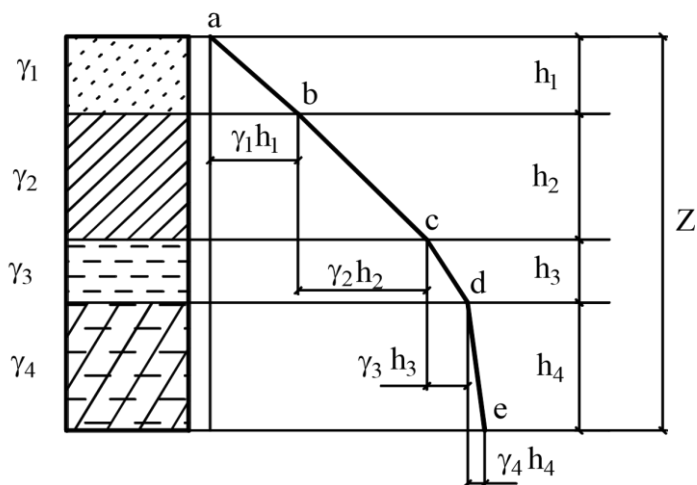


Рисунок 8.11 – Епюри вертикальних напружень

Сумарний тиск на глибині z від поверхні визначається за формулою:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (8.20)$$

де γ_i – питома вага ґрунту i -го шару; h_i – потужність i -го шару; n – кількість шарів у межах глибини z .

Питома вага водопроникних порід, які залягають нижче рівня ґрунтових вод, приймається з урахуванням суспензорної дії води.

Коли монолітні, практично водонепроникні глини та суглинки підстеляють шар водонепроникного ґрунту, який містить підземні води з п'єзометричним рівнем нижче рівня ґрунтових вод верхніх шарів, суспензорна дія води не враховується.

Деформації від дії ваги природного ґрунту вважаються такими, що давно стабілізувалися. Винятки складають випадки дії свіжовідсипаної насипки для зниження рівня підземних вод. При великій потужності товщі насичених водою сильно стиснутих ґрунтів, які схильні до повзучості, іноді доводиться рахуватися з незавершеною фільтраційною консолідацією та консолідацією повзучості.

Контрольні запитання та завдання до Розділу 8

1. Задача Буссінеска: розрахункова схема, постановка задачі, хід розв'язання.
2. Проаналізувати епюри розподілу напружень у ґрунті від дії зосередженої сили.
3. Визначте напруження в ґрунті від місцевого розподіленого навантаження (наближений метод).
4. Визначте напруження в ґрунті від місцевого розподіленого навантаження (точний метод).
5. Визначте напруження в ґрунті від місцевого розподіленого навантаження (метод кутових точок).
6. Який характер розподілу напружень у ґрунті від рівномірно розподіленого штабового навантаження (задача Мічелла) ?
7. Який характер розподілу напружень у ґрунті від дії зосередженої сили, докладеної всередині півпростору (задача Р. Міндліна)?

8. Які особливості розподілу напружень по підшві жорсткого фундаменту (контактна задача Буссінеска)? Намалюйте відповідні епюри розподілу напружень.

9. Як визначаються напруження, які викликані власною вагою ґрунту?

РОЗДІЛ 9. ДЕФОРМОВАНІСТЬ І МІЦНІСТЬ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ

9.1 Особливості деформування ґрунтових масивів

Серед інших порід ґрунти відрізняються, перш за все, наявністю великої кількості пір, малою міцністю і тим, що під впливом вологи вони суттєво змінюють свої механічні характеристики. Ці особливості сприяють тому, що лише під відносно невеликим зовнішнім навантаженням, яке сприяє тому, що в масиві виникають відповідно невеликі напруження, ґрунти поведуть себе як пружні системи, деформованість яких можна вивчати за допомогою рівнянь механіки твердого деформованого тіла. Нижче на прикладі уявних моделей будуть розглянуті особливості деформування ґрунтів, як дисперсних систем, у тих випадках, коли одночасно з пружними мають місце і непружні, пластичні деформації, які можуть суттєво проявлятися з часом і впливати на експлуатаційні якості будівельних конструкцій.

Лінійні і нелінійні деформації. Припустимо, що на поверхні ґрунтової основи встановлено штамп (фундамент), який передає на основу по підшві наростаючий тиск – P (рис. 9.1,а). Під дією цього тиску буде відбуватися переміщення поверхні ґрунту – S , величина якої буде збільшуватись зі збільшенням навантаження. Дослідження показують, що ця залежність має вельми складний характер (рис. 9.1,б).

При збільшенні тиску від 0 до деякої величини P_1 осадка штампа змінюється, приблизно, за лінійною залежністю (ділянка $0a$). Подальше збільшення тиску викликає все більше збільшення величини осадки і залежність $S = f(P)$ стає все більше нелінійною (ділянка $abв$). При $P = P_2$ відбувається значне збільшення осадки, що свідчить про те, що несучу здатність ґрунту вичерпано. Очевидно, у цьому випадку і залежність між напруженнями і деформаціями також буде нелінійною. Тобто, у загальному випадку ґрунтам притаманна нелінійна деформованість, яка на початку навантаження має практично лінійний характер.

Пружні та пластичні деформації. Ускладнимо досліди і у процесі навантаження при досягненні деяких значень тиску p виконаємо розвантаження штампу (рис. 9.1,в). Тоді можна помітити, що практично при будь-якому значенні тиску, навіть на ділянці умовного лінійного деформування $0a$, розвантаження не сприяє повному поновленню осадки поверхні ґрунту. Таким чином, при будь-якому значенні тиску загальну осадку ґрунту може бути поділено на таку, що відновлюється (пружну – S_e) і таку, що не відновлюється (пластичну – S_p). При цьому пластичні осадки набагато більші за пружні.

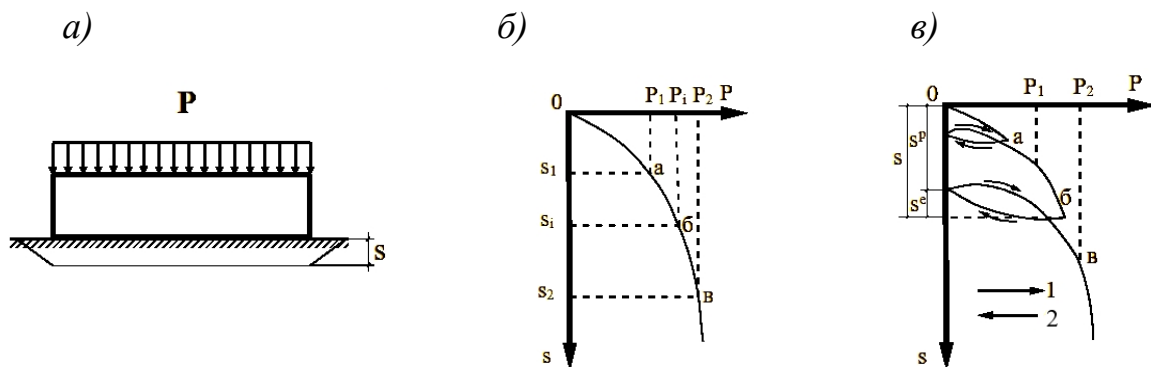


Рисунок 9.1 – Схема досліджень (а) і графіки залежності осадки штампа від тиску по підшві фундаменту при навантаженні (б) і при навантаженні-розвантаженні: 1 – навантаження; 2 – розвантаження

Об'ємні і зсувні деформації. Умовно виймемо з ґрунту основи елементарний паралелепіпед і для кожного значення p обчислимо всі компоненти напружень, які діють на його гранях. Можна скласти програму, за якої два однакових зразка одночасно будуть досліджуватись в гідростатичному і девіаторному режимах. В результаті таких досліджень отримуємо графіки, що наведено на рис. 9.2. Характер кривої на рис. 9.2,а свідчить про те, що зі збільшенням середнього нормального напруження σ_n об'ємна деформація ε_v , зростаючи, наближається до деякої постійної величини. У той же час збільшення інтенсивності дотичних напружень τ_i викликає збільшення зсувних деформацій γ_i , які повинні мати кінцеве значення, що дорівнює межі міцності на зсув і призводить до руйнування ґрунту.

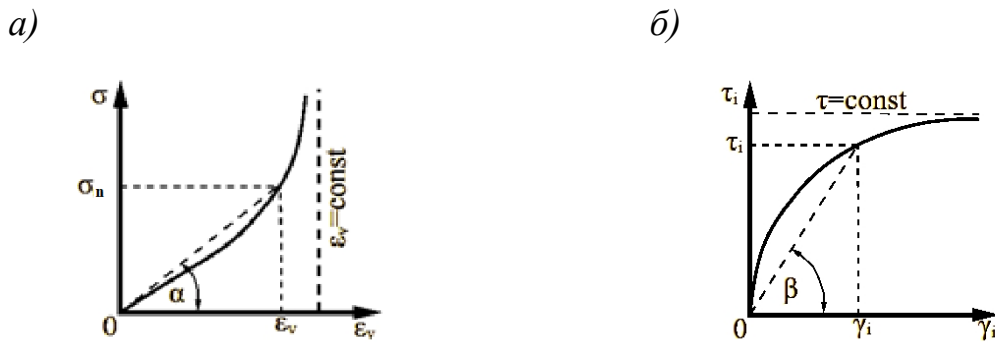


Рисунок 9.2 – Залежності між напруженнями і деформаціями ґрунту:

а) об'ємна деформація; б) зсувна деформація

Таким чином, головним фактором руйнування ґрунтових основ вважаються зсувні деформації. Гідростатичний стиск викликає ущільнення ґрунту, тобто призводить до його зміцнення. Цей висновок має суттєве практичне значення.

За причини дискретної будови ґрунту дійсний характер його руйнування буде значно складнішим. Процеси, що відображені на рис.9.2, протікають одночасно і в залежності від структури ґрунту можуть викликати як незначне збільшення його об'єму (*дилатансія*), так і ущільнення (*контракція*). Такий перехресний вплив ураховується при побудові теорій нелінійного деформування ґрунтів. Можна показати, що зі збільшенням інтенсивності дотичних напружень доля пластичних деформацій у загальній деформації зсуву буде зростати. При деякому межовому для даного ґрунту їх значень ($\tau_i = const$ на рис 9.2,б) виникає стан необмеженого пластичного деформування, який часто називають течією ґрунту, а відповідний напружено-деформований стан – граничним. Якщо повернутися до схеми на рис.9.1, то ґрунт з ростом навантаження послідовно переходить від пружної стадії (лінійне деформування) до пластичної (нелінійне деформування) і, нарешті, до текучої (граничний стан).

Повзучість ґрунту. Розглянуті вище особливості деформування ґрунту відповідають їх стабілізованому стану. Це означає, що кожна точка на рис. 9.1 і рис. 9.2 відображає рівноважний стан ґрунту, при якому у кожній його частинці усі процеси деформування від даного навантаження вже завершилися. Однак у

реальних ґрунтах деформації ніколи не виникають миттєво. Вони розвиваються у часі, причому чим більш дисперсним є ґрунт, тим більший час потрібен для стабілізації процесу деформування. Процес деформування ґрунту при постійній деформації називається релаксацією напружень, а при постійному значенні напружень – повзучістю деформацій.

В залежності від виду ґрунту, його стану і величини напружень повзучість деформацій може бути або затухаючою (рис. 9.3,а), або незатухаючою (рис 9.3,б) в обох випадках деформація у момент часу t_i буде складатися з двох складових: миттєвої деформації, або пружної – ε_0 , і деформації повзучості – $\varepsilon(t)$:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon(t).$$

Для затухаючої повзучості деформація $\varepsilon(t)$ зростає від деякої величини миттєвої (пружної) деформації ε_0 до кінцевого значення ε_k за нелінійним законом. Деформація незатухаючої повзучості також починається з величини миттєвої деформації, а потім збільшується у часі за нелінійним законом, проходячи три стадії: I – затухаючої повзучості, коли швидкість деформації падає, II – усталеної течії з приблизно постійною швидкістю деформацій і III – прогресуючої течії, що з часом призводить до руйнування ґрунту.

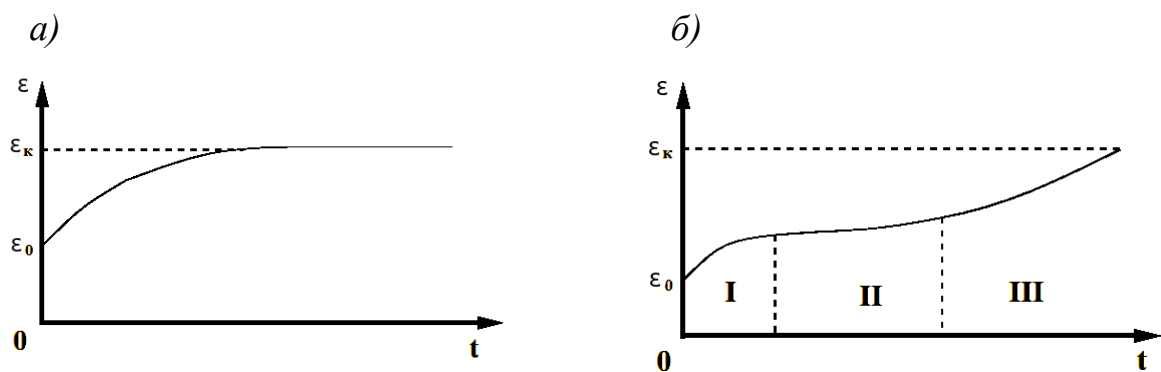


Рисунок 9.3 – Графік затухаючої (а) і не затухаючої повзучості (б)

Фільтраційна консолідація ґрунту. В попередніх випадках ґрунти розглядалися як суцільні тіла. Це припустимо у випадку скельних, нескельних неводонасичених або мерзлих ґрунтів. Деформування повністю водонасичених ґрунтів відбувається значно складніше. Ущільнення ґрунту у такому випадку

пов'язане зі зменшенням його пористості. У той же час у водонасичених ґрунтах усі пори заповнені водою, яка є практично нестискуваною речовиною. За цієї причини ущільнення водонасичених ґрунтів можливо тільки при віджиманні її частки з порового простору.

Такий процес називається фільтраційною консолидацією, або просто *консолидацією*. В процесі консолидації ґрунту ефективний тиск поступово збільшується від 0 до величин P , а поровий тиск, відповідно, зменшується від P до 0. В той же час слід нагадати, що сума порового і ефективного тиску налюбій стадії процесу консолидації є величиною постійною.

Фізичні процеси при деформуванні ґрунтів. Викладені вище особливості деформування по різному проявляються у різних типів ґрунтів, суттєво залежать від їх стану і інтенсивності прикладеного навантаження.

Так, наприклад, монолітні скельні ґрунти при цьому поведуть себе, як середовище, що практично не деформується. Однак при наявності тріщинуватості вони все ж таки можуть деформуватися і навіть суттєво, якщо масив є розбірним. Зсувні деформації у скелі проявляються в залежності від співвідношення орієнтації тріщин і напрямку зовнішнього навантаження. Порушені структурні зв'язки у такому ґрунті з часом не поновлюються.

У грубоуламкових і однорідних за гранулометричним станом піщаних ґрунтів об'ємні деформації обумовлені, перш за все, пружним стиском часток, а при підвищенні навантаження – пластичним руйнуванням контактів між ними, тому вони досить невеликі. В неоднорідних пісках розвиваються деформації ущільнення. У водонасичених пісках цей процес супроводжується відфільтровуванням води з пір. Оскільки розмір пір у таких пісках досить великий, тому процес консолидації протікає досить швидко. Зсувні деформації у грубоуламкових і піщаних ґрунтах відбуваються за рахунок переміщення часток і руйнування контактів між ними.

Найбільш складно процес деформування відбувається у глинистих ґрунтах. Об'ємні деформації у них пов'язані з більш щільною переупаковкою часток, що оточені плівками зв'язаної води, зі зменшенням об'єму пір, віджаттям

порової води і пружним стиском затиснутих пухирців повітря, а зсувні, головним чином, із взаємним переміщенням і переупаковкою часток, що оточені гідратними оболонками. Інтенсивність прояву деформацій у глинистих ґрунтах значною мірою залежить від характеру структурних зв'язків і величини діючого навантаження. Навіть слабоущільнені водні осадки глинистих ґрунтів з водно-колоїдними зв'язками при невеликих навантаженнях, що не перевищують їх міцність, можуть проявляти пружні властивості, тобто повністю відновлювати свою форму і розміри після зняття навантаження. Подальше збільшення навантаження викликає поступове руйнування структурних зв'язків і інтенсивне ущільнення ґрунту. Зруйновані водно-колоїдні зв'язки з часом відновлюються і після ущільнення глинистого ґрунту може спостерігатися його поступове зміцнення.

Розміри пір у глинистих ґрунтах досить малі і тому процес консолідації у них протікає повільно. Деформації можуть не стабілізуватись протягом місяців, років і навіть століть. Також і реологічні прояви в глинистих основах протікають дуже повільно.

Досить складні процеси відбуваються у структурно складних ґрунтах, таких, наприклад, при розкладанні органічних речовин у торфах і насипних ґрунтах, відтаюванні вічномерзлих і замочуванні лесових ґрунтів.

9.2 Основні розрахункові моделі ґрунтів

Вимоги до розрахункових моделей. Точність прогнозів у геотехніці значною мірою визначається тим, наскільки в рівняннях стану відображуються особливості їх деформування, які було викладено вище. Однак для побудови такої моделі потрібні були би розробки досить складного математичного апарату і виконання трудовитратних експериментів для визначення її параметрів. В багатьох випадках це не було би врівноважене невеликим отриманим економічним ефектом, який можна було би отримати, використовуючи прості

інженерні розрахунки. Тому на практиці використовуються в залежності від конкретної ситуації розрахункові моделі різної складності.

Для широкого кола задач будівництва є достатнім виявити несучу здатність ґранту, його міцність і стійкість. В інших задачах найбільш важливим є прогноз деформацій основи і будівлі. І, нарешті, є коло задач, де потрібно визначити і несучу здатність ґранту, і величину осадок будівлі. Однак ці розрахунки можна виконувати окремо, незалежно один від одного. Це дозволило поширити на розрахунки основ загальні принципи розрахунків за граничними станами:

- ✓ *за несучою здатністю* – втрата стійкості; крихке, в'язке або іншого характеру руйнування ґранту; надмірні пластичні деформації або деформації неусталеної повзучості і т. і.;

- ✓ *за деформаціями* – досягнення стану, що заважає й нормальній експлуатації будівлі або споруди внаслідок недопустимих просадок, кренів і т.і.

Сутність розрахунків за першою групою граничних станів полягає у тому, що розрахункове навантаження на основу не повинно перевищувати межі міцності ґранту. За другою групою граничних станів сумісна деформація основи і споруди не повинна перевищувати допустиму для даної конструкції споруди нормативну величину.

У багатьох випадках при розрахунках промислових і цивільних споруд користуються другою групою граничних станів, тобто за деформаціями.

Такий підхід обумовив можливість використання найбільш простих геотехнічних моделей щодо розрахунків:

- ✓ кінцевих напружень і стабілізованих осадок – теорії лінійного деформування ґрантової основи;

- ✓ розвитку деформацій у часі – теорії фільтраційної консолідації ґранту;

- ✓ несучої здатності, міцності, стійкості і тиску ґранту на огороження – теорії граничного напруженого стану ґранту.

На практиці у багатьох випадках можлива постановка і вирішення задач у плоскій – двомірній – постановці і, навіть, для одномірних моделей. Такий підхід значно спрощує розрахунки. В той же час наявність широкого класу обчислювальних машин і відповідних програмних продуктів (наприклад, Ліра, Плакис, RS2, RS3, и т.і.) дозволила використовувати можливості теорії нелінійного деформування ґрунту в основах будівель і споруд.

Модель лінійного деформування ґрунту. Можливість користуватися моделлю лінійного деформування по відношенню до ґрунтів було обґрунтовано у працях М.П. Пузиревського, К. Терцагі, М.М. Герсеванова, В.А. Флорина, М.А., Цитовича. Ця модель найбільш поширена у практиці інженерних розрахунків завдяки своїй простоті.

Теорія лінійного деформування базується на лінійній залежності між напруженнями і деформаціями у процесі одноразового навантаження (розвантаження) ґрунту зовнішніми навантаженнями. При цьому розглядається лише загальна деформація без поділу її на пружну і пластичну складові. Перше припущення дозволяє використовувати математичний апарат теорії пружності для визначення напружень, а друге – при відомих напруженнях розраховувати кінцеві деформації основи і спорудження.

Повертаючись до рис. 9.10,а, можна відзначити, що такі допущення відповідають не всій кривій $0abv$, а тільки ділянці $0a$, де залежність між навантаженням і деформацією можна вважати лінійною. Таким чином, використання теорії лінійного деформування ґрунтів вимагає визначенні меж її використання, і це зауваження є дуже суттєвим. При розрахунку напружень в основі і обчисленні деформацій під подошвою фундаменту такою межею може слугувати середнє значення тиску під подошвою фундаменту, до досягнення якого залежність між напруженнями і деформаціями в основі залишається приблизно лінійною (величина P_1 на рис. 9.10,б). Невиконання цієї умови може привести до значної помилки, особливо у розрахунках деформацій, які у такому випадку можуть бути значно більше, ніж розраховані за лінійною теорією.

Рівняння напружено-деформованого стану за моделлю лінійного деформування записуються у вигляді узагальненого закону Гука (див. Розділ 6).

Модель згідно теорії фільтраційної консолідації. Теорія фільтраційної консолідації описує деформування у часі водонасиченого ґрунту. Припускається, як це було показано раніше, що повне напруження у ґрунті складається з напруження, яке сприймається мінеральним кістяком, або ефективне напруження, і напруження, яке сприймається поровою водою і має назву порового, або нейтрального, тиску. У різних точках масиву поровий тиск різниться, тому виникає різниця напорів і відбувається фільтрація води з пір, які мають більший тиск до пір з меншим тиском. Одночасно під впливом ефективних напружень відбувається перекомпоновка часток і відбувається ущільнення ґрунту.

Математичний опис цього процесу було зроблено М.М. Павловським ще у 1922 році, який базувався на передумові про нерозривність середовища, з якої витікало, що зменшення пористості ґрунту, тобто його ущільнення, пропорційне відтоку води з пір ґрунту. Наслідком такого припущення є положення про те, що швидкість деформації ґрунту буде знаходитись у прямій залежності від швидкості фільтрації в ньому порової води. При цьому основною характеристикою ґрунту, яка визначає час протікання процесу консолідації, є коефіцієнт фільтрації – k .

В теорії фільтраційної консолідації кістяк ґрунту приймається таким, що деформується лінійно, тобто існують певні обмеження на використання самої теорії. В інженерній практиці використовують і більш складні моделі фільтраційної консолідації, які ураховують трикомпонентний склад ґрунту, стискуваність порової води, повзучість кістяка ґрунту і інші процеси, що виникають при деформаціях гуртових основ.

Модель граничного напруженого стану ґрунту. Якщо дві попередні моделі описували закономірності деформування ґрунту, які є справедливими тільки при виконанні умови прямої пропорційності між напруженнями і деформаціями у довільній точці ґрунтового масиву, то модель, що розглядається, відноситься

тільки до граничного стану, коли у ґрунтовому масиві сформувалися значні за розмірами замкнуті області, у кожній точці яких має місце стан граничної рівноваги. Тому теорію граничного напруженого стану ґрунту часто називають теорією граничної рівноваги.

Нагадаємо, що граничний напружений стан визначається таким співвідношенням між напруженнями і деформаціями, яке забезпечує можливість виникнення необмеженого розвитку пластичних деформацій, тобто течії ґрунту. Стан граничної рівноваги у довільній точці ґрунтового масиву відповідає такому співвідношенню між напруженнями і деформаціями, які передують течії ґрунту. Найменше порушення цього співвідношення може привести до необмеженого росту пластичних деформацій. Якщо подібні точки об'єднуються у великі області, то це може привести до руйнування ґрунтової основи.

Вирішення задач, заснованих на використанні теорії граничної рівноваги, базується на використанні диференціальних рівнянь рівноваги і спеціального рівняння, яке має назву умови граничного напруженого стану ґрунту. Як правило, це умова Кулона-Мора.

В основі рішень сучасної теорії граничної рівноваги лежать фундаментальні праці В.В. Соколовського. Теорія дозволяє визначити стійкість взаємодії фундаментів і основ, міцність ґрунтової основи, стійкість схилів, тиск ґрунту на огородження.

Лінійна і нелінійна механіка ґрунтів. Наведені вище моделі ґрунту містять деякі протиріччя. Так, теорія лінійного деформування ґрунтів, яка є справедливою тільки в обмеженому діапазоні навантажень, дозволяє обчислювати напруження і деформації тільки при навантаженні, при якому виникає тільки пружний стан ґрунтової основи. Задачі, що засновані на використанні цієї теорії, відносяться до лінійної механіки ґрунтів. Теорія граничної рівноваги дозволяє тільки обчислити граничне навантаження на основу і не дає можливості визначити величину відповідних деформацій. Таким чином, розрахунок деформацій основ за цими теоріями виконати неможливо.

Для широкого класу задач такий підхід є цілком виправданим. Він потребує особливого підходу до визначення деформаційних характеристик ґрунтів. Однак при проєктуванні особливо відповідальних споруд необхідно знати величину деформацій основи у всьому діапазоні навантажень. Такі задачі вирішуються на основі нелінійної механіки ґрунтів. Вони використовуються к тому випадку, коли зв'язок між напруженнями і деформаціями є суттєво нелінійним. Як правило це складні задачі, які для свого вирішення потребують відповідних потужностей комп'ютерів і наявності таких же програмних продуктів. Поширеною теоретичною основою такого софту стала деформаційна теорія пластичності, заснована на теорії малих пружнопластичних деформацій А.А. Ілюшина. Ця теорія виходить із припущення, що об'ємна і зсувна деформації залежать тільки від шарової частини тензора напружень і інтенсивності дотичних напружень.

У будівельній практиці мають місце і більш складні теорії нелінійного деформування ґрунту, наприклад, теорія пластичної течії.

9.3 Міцність ґрунтових основ. Поняття про еліпсоїд і еліпс напружень

Оцінка міцності ґрунтів в основах складається з трьох частин:

- ✓ визначення величини діючих напружень у несучому шарі ґрунту;
- ✓ визначення граничних значень напружень, характерних для конкретного виду ґрунтів;
- ✓ встановлення величини запасу міцності, яка залежить від терміну служби та призначення будинку чи споруди.

Підходи до оцінки міцності ґрунтів викладені нижче.

При дослідженні напружено-деформованого стану в основах, який виникає в результаті прикладеного до поверхні навантаження, було встановлено, що у будь-якій точці ґрунтової товщі виникають нормальні та дотичні напруження. Напруження в точці можна розглядати як внутрішні сили, що прикладені до довільно розташованої елементарної площадки, проведеної через цю точку.

Кут нахилу площадки та величини компонентів напружень пов'язані з певними закономірностями, суть яких полягає в наступному.

Кінці векторів компонентів напружень у тривимірних задачах, які діють відносно площадок, котрі проходять через точку ґрунту, що розглядається, описують правильне геометричне тіло, яке є **еліпсоїдом напружень**.

Серед безмежно великого розмаїття елементарних площадок існують три, відносно яких діють лише нормальні напруження. Вони називаються **головними площадками**, а напруження, які діють стосовно них, - **головними напруженнями**. Вектори, які відображають головні напруження, є півосями еліпсоїда напружень.

Відносно решти – **неголовних площадок** – напруження діють під певним кутом до нормалі, проведеної до площини головної площадки. Цей кут до нормалі називають **кутом відхилення** – θ . У цьому зв'язку вектор напруження можна розкласти на нормальну та дотичну складові. При зміні положення площадки на 90° , тобто, при переході від одного головного напруження до іншого, кут відхилення змінюється від нуля до деякого максимального значення, а потім знову до нуля. Максимальне значення кута відхилення називається **кутом найбільшого відхилення** - θ_m . Кут найбільшого відхилення є досить важливою характеристикою напруженого стану ґрунту у конкретній точці основи. Як буде показано далі, із збільшенням кута відхилення зростає небезпека руйнування від дотичних напружень, яким ґрунти опираються дуже погано.

Якщо розглядати плоску задачу теорії пружності, а не об'ємну, то еліпсоїд перетворюється на **еліпс напружень** (рис. 9.4), рівняння якого має наступний вигляд:

$$\frac{y^2}{\sigma_1^2} + \frac{x^2}{\sigma_2^2} = 1, \quad (9.1)$$

де σ_1, σ_2 – головні напруження,

x і y – координати кінця вектору напруження для довільної площадки з нормаллю, проведеною через точку, перпендикулярно до площадки, що розглядається.

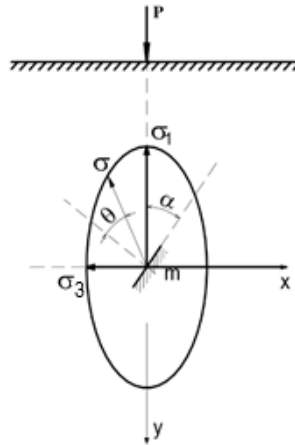


Рисунок 9.4 – Еліпс напружень

Еліпс напружень має наступні властивості:

1). Дотичні напруження, які діють на двох взаємно перпендикулярних площадках, рівні між собою ($\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ тощо).

2). Сума нормальних напружень, які діють на двох взаємно перпендикулярних площадках, є величиною постійною, яка дорівнює сумі головних напружень:

$$\sigma_x + \sigma_y = \sigma_1 + \sigma_2 = const . \quad (9.2)$$

3). Значення нормальної та дотичної складових напруження можна виразити через головні напруження σ_1 , σ_2 та кут α , який площадка, що розглядається, утворює з одним з головних напружень (рис. 9.4):

$$\sigma_{na} = \sigma_1 \cos 2\alpha + \sigma_2 \sin 2\alpha ; \quad (9.3)$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha . \quad (9.4)$$

4). Максимальне дотичне напруження виражається рівнянням $\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}$

і діє у площині площадки з кутом $\alpha = 45^\circ$:

5). Площадка, що розташована під кутом найбільшого відхилення θ_m , складає з напрямком великої півосі еліпса кут, який дорівнює $45^\circ - \frac{\theta_m}{2}$, а з напрямком малої півосі: $45^\circ + \frac{\theta_m}{2}$.

б). Між головними напруженнями та кутом найбільшого відхилення має місце наступна залежність:

$$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ \pm \frac{\theta_m}{2} \right). \quad (9.5)$$

9.4 Умови міцності ґрунту в основі

Уявимо, що з напруженого ґрунтового масиву видалимо призму AOB таким чином, щоб до граней, які утворюють прямий кут (рис. 9.5,а), були прикладені головні напруження. Повне напруження на грані AB , відхилене від нормалі на кут θ , можна розкласти на нормальну – σ та дотичну – τ складові. При цьому нормальна складова ущільнює структурні частки, зміцнюючи тим самим ґрунт за гранню AB , а дотична - прагне зсунути їх відносно одна одної та зруйнувати цілісність ґрунту (рис. 9.5,б,в).

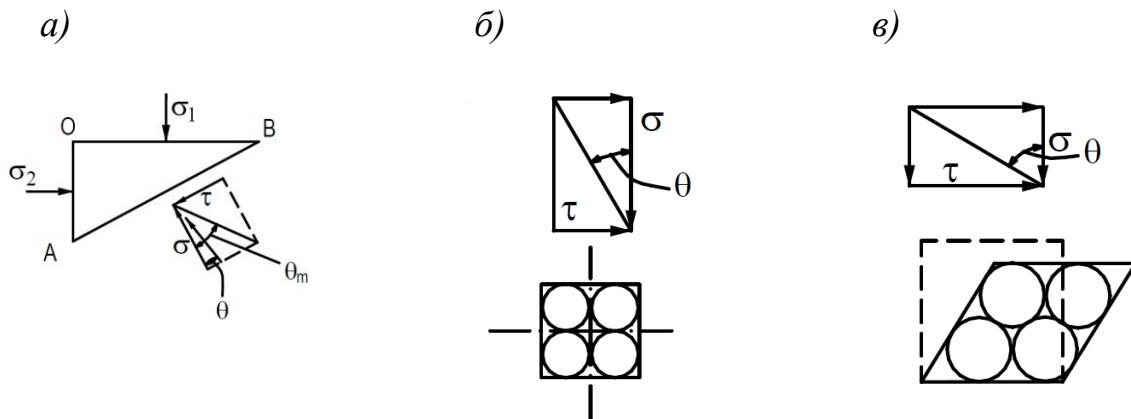


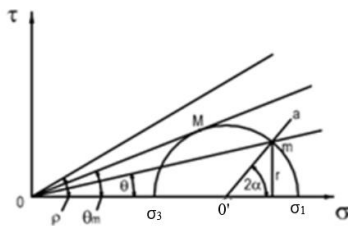
Рисунок 9.5 – До аналізу стійкої рівноваги ґрунту в основі

Цілком очевидно, що величина τ залежить від кута відхилення θ : чим більшою є величина θ , тим більшою є τ . При досягненні кутом θ значення θ_{cp} (рис. 9.5,в), дотичне напруження долає зусилля зв'язку між частками ґрунту, в результаті чого він руйнується у даній точці. Цей граничний кут θ_{cp} називається **кутом зсуву**. Доти, доки в жодній точці ґрунту кут відхилення θ не досягне свого граничного значення, ґрунт перебуває у стійкому стані.

Для того, щоб знайти кути відхилення за площадками, проведеними через дану точку у будь-якому напрямку, зручно користуватися наступною графічною побудовою (рис. 9.6,а). На горизонтальній осі на різниці відомих головних напружень σ_1 та σ_3 вибудовують кола напружень (кола Мора). Ординати точок кожного кола напружень дорівнюють величині дотичних напружень, а абсциси – величини нормальних напружень в будь-якому перерізі, проведеному через точку, що розглядається. Якщо переріз $b-b$ (рис. 9.6,б) утворює кут α з площадкою, по якій діє головне напруження σ_1 , то, аби знайти напруження в цьому перерізі, достатньо відкласти з точки O' на осі σ кут 2α . Промінь $O'a$ позначить точку m на колі, ордината якої є тангенціальним напруженням, а абсциса – нормальним напруженням, яка діє у перерізі, що розглядається.

Кут між віссю σ та радіус-вектором Om дорівнює куту відхилення θ .

а)



б)

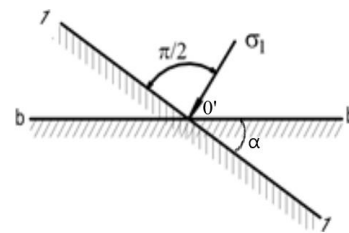


Рисунок 9.6 – До визначення величини кута відхилень:

а) графічна побудова; б) переріз $b-b$, щоб отримати напруження

Максимальне значення цього кута θ_m відповідає точці дотику радіусу вектору, що проведено з точки O з колом напружень (т. M).

Якщо виявиться, що максимальний кут відхилення дорівнює ρ куту внутрішнього тертя ґрунту φ , то у точці ґрунту, що розглядається, має місце стан граничної пластичної рівноваги. Відповідна площадка називається *площадкою зсуву*. Найнезначніше перевищення кута відхилення понад граничне значення викличе пластичну течію ґрунту.

Отже, умову міцності ґрунту в основі можна сформулювати наступним чином: *руйнування ґрунту у точці настає в тому випадку, якщо максимальний кут відхилення напруження досягає граничного значення.*

Умова граничної рівноваги для сипучих ґрунтів має вигляд:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \rho ,$$

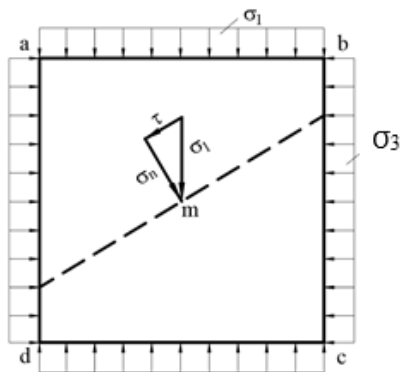
а для зв'язних ґрунтів

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \rho .$$

9.5 Активна та пасивна гранична рівновага сипучих ґрунтів

Виділимо навколо довільної точки m ґрунту елементарний об'єм у формі прямокутної призми та докладемо до його граней напруження σ_1 та σ_3 (рис. 9.7,а). Побудуємо на осі σ коло напружень A з центром O_1 на різниці напружень σ_1 та σ_3 як на діаметрі.

а)



б)

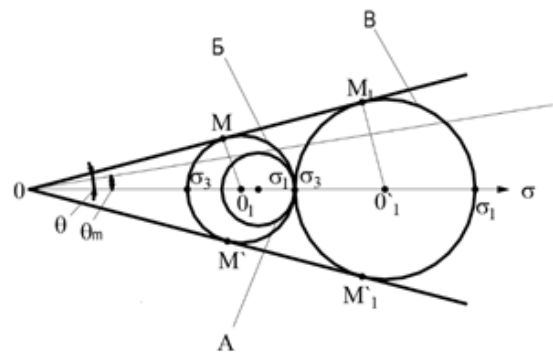


Рисунок 9.7 – Кола напружень у випадках активного та пасивного стану ґрунту

Якщо взяти площадку з граничним кутом відхилення повного напруження $\theta = \theta_m$ та провести з початку координат промені під кутом θ до осі σ , то ці промені не торкнуться кола A . Це означає, що ґрунт на площадці, нахилений під кутом θ_m , перебуває у стані стійкої рівноваги (рис. 9.7,б).

Стан граничної рівноваги у даній точці можна отримати, наприклад, зафіксувавши значення напруження σ_1 та зменшуючи значення напруження σ_3 доти, доки коло напружень B не торкнеться прямих OM (OM_1). Граничної рівноваги у цій самій точці можна досягнути також іншим шляхом. Для цього треба зафіксувати напруження σ_3 та збільшувати напруження σ_1 доти, доки коло напружень B не торкнеться граничних кривих в точках M_1 та M'_1 . При цьому значення σ_1 стане меншим та повинно позначатися σ_3 .

У першому випадку граничний стан досягається шляхом додаткового поперечного розтягування зразка, в другому – його поперечного додаткового стискування. Такі стани граничної рівноваги називаються, відповідно, **активним та пасивним**.

9.6 Співвідношення між головними напруженнями в ґрунтах

Розглянемо трикутник OMO_1 (див. рис. 9.7,б). З нього випливає, що

$$\frac{O_1M}{OO_1} = \sin \theta; \quad OO_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}; \quad O_1M = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}.$$

Таким чином,

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} = \sin \theta. \quad (9.6)$$

Звідси знаходимо

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta} \sigma_2, \quad \text{або} \quad \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta}. \quad (9.7)$$

Підставимо у (9.7) замість одиниці $\sin 90^\circ$, тоді

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{\sin 90^\circ + \sin \theta}{\sin 90^\circ - \sin \theta} = \frac{2 \sin \left(\frac{90^\circ}{2} + \frac{\theta}{2} \right) \cos \left(\frac{90^\circ}{2} - \frac{\theta}{2} \right)}{2 \sin \left(\frac{90^\circ}{2} - \frac{\theta}{2} \right) \cos \left(\frac{90^\circ}{2} + \frac{\theta}{2} \right)}.$$

Оскільки

$$\cos \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) = \sin \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right), \quad \sin \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) = \cos \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right),$$

остаточно отримаємо

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\delta}{2} \right). \quad (9.8)$$

Граничний стан ґрунту основи у довільно взятій точці настає в тому випадку, якщо компоненти головних напружень σ_1 та σ_3 і характеристики міцності ρ та c будуть пов'язані певною залежністю, що називається **умовою граничної рівноваги**.

Відповідно до більш точного рішення В.В. Соколовського, умова граничної рівноваги для зв'язаних ґрунтів має вигляд:

$$\frac{1}{\cos \rho} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \operatorname{tg} \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = c. \quad (9.9)$$

9.7 Фази деформацій ґрунту під фундаментом

При відповідних умовах (значні навантаження на фундамент, велика крутизна відкосу або схилу і т.і.) відбувається втрата стійкості ґрунтового масиву. Це явище зазвичай супроводжується руйнуванням споруд, що взаємодіють з ним.

Відповідно до існуючих в наш час уявлень, руйнування ґрунту обумовлене формуванням в його масиві **областей граничної рівноваги**, в яких міцність ґрунту виявляється вичерпаною. Оцінка стійкості і міцності ґрунтових масивів в таких умовах базується на співставленні виникаючих в них напружень з їх **граничними значеннями**.

В механіці ґрунтів розрізняють наступні граничні значення напружень в основах (рис. 9.8).

1. **Структурна міцність** σ_{str} – такий тиск під подошвою фундаменту, до перевищення якого деформації носять пружний характер і в основі не відбувається руйнування межчасткових структурних зв'язків.

2. **Початковий критичний тиск** $p^{н.к.}$ – такий тиск під подошвою фундаменту, до перевищення якого в основі відсутні **області граничної рівноваги**.

3. **Нормативний розрахунковий опір основи** $R^н$ – такий тиск під подошвою фундаменту, до перевищення якого **області граничної рівноваги** в основа і поширюються на глибину не більшу, ніж $\frac{b}{4}$ нижче подошви фундаменту. Тут b – ширина подошви фундаменту.

4. **Розрахунковий опір основи** R – такий тиск під подошвою фундаменту, при перевищенні якого для розрахунку осадок стає неможливим використовувати математичний апарат **теорії лінійного деформування ґрунту**.

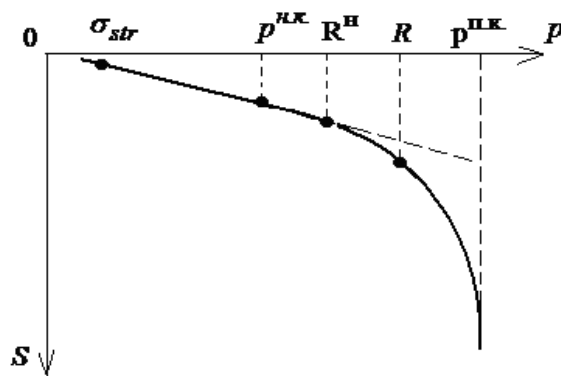


Рисунок 9.8 – Залежність «кінцева осадка-навантаження»: s – осадка; p – середній тиск під подошвою фундаменту; σ_{str} – структурна міцність; $p^{н.к.}$ – початковий критичний тиск; $R^н$ – нормативний розрахунковий опір ґрунту; R – розрахунковий опір ґрунту; $p^{л.к.}$ – граничне критичне навантаження

5. **Граничне критичне навантаження** $p^{н.к.}$ – такий тиск під подошвою фундаменту, при досягненні якого в основі виникають **замкнені області граничної рівноваги** (рис. 9.9) і виникає **втрата основою його стійкості** або, що одне й те ж, **вичерпання його несучої здатності**.

При визначенні початкового критичного навантаження $p^{н.к.}$, нормативного розрахункового опору основи $R^н$ і розрахункового опору основи R напруження

в основі розраховують в рамках моделі пружного лінійного ізотропного середовища (рис. 9.10). При цьому вважають, що руйнування основи відбувається у відповідності з законом міцності Кулона-Мора, а основа знаходиться в умовах плоскої деформації.

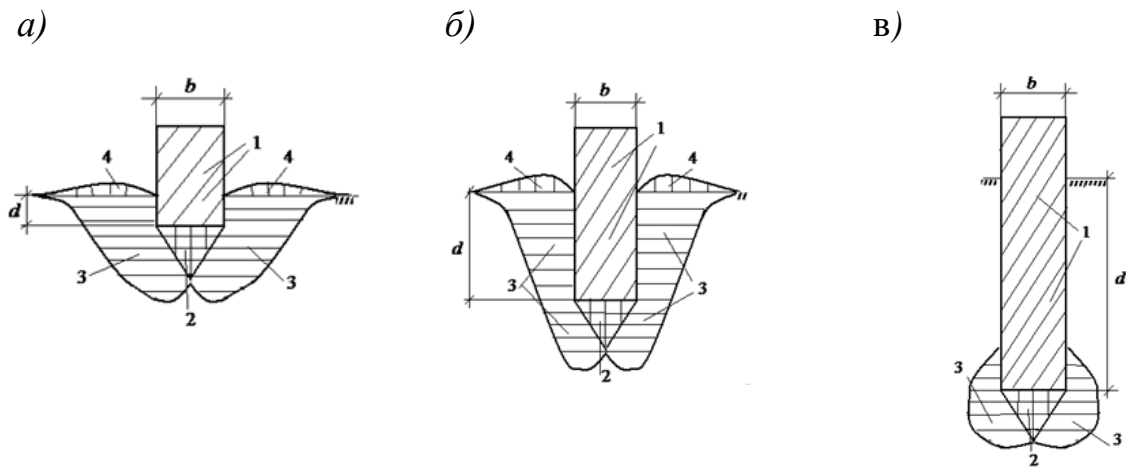


Рисунок 9.9 – Области граничної рівноваги: а) при відносній глибині закладення $\frac{d}{b} \leq \frac{1}{2}$; б) при $\frac{1}{2} < \frac{d}{b} \leq 2$; в) при $\frac{d}{b} > 2$; 1– фундамент; 2– ущільнене ґрунтове ядро; 3– область граничної рівноваги; 4– вали випирання

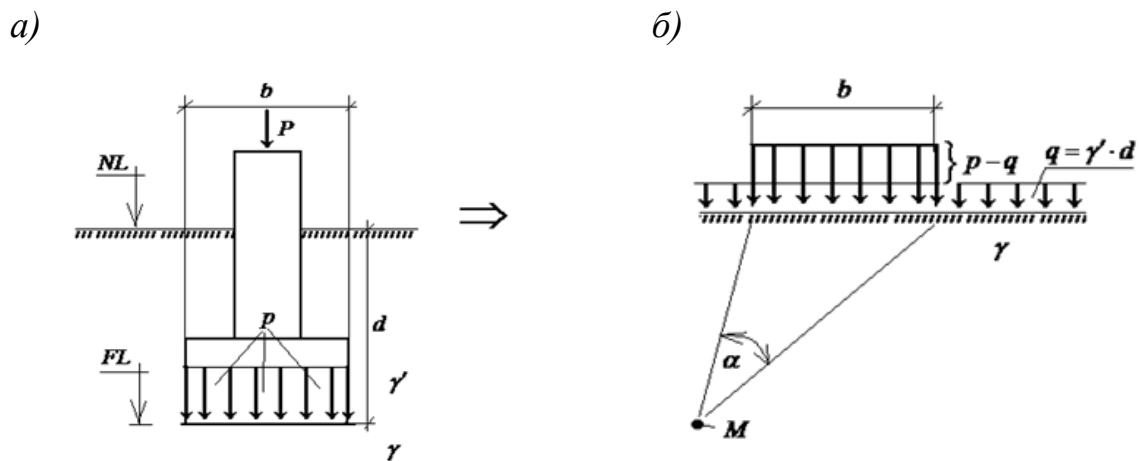


Рисунок 9.10 – До визначення початкового критичного тиску:

а) фактична схема; б) розрахункова; M – точка, в якій визначають напруження; γ – питома вага ґрунту нижче підшви фундаменту; γ' – питома вага ґрунту вище підшви фундаменту; α – кут бачення d – глибина закладення підшви фундаменту; b – його ширина

Початкове критичне навантаження визначають за формулою

$$p_{н.к.} = \frac{\pi \cdot (\gamma' \cdot d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma' \cdot d, \quad (9.10)$$

де d – глибина закладення подошви фундаменту;

γ' – питома вага ґрунту вище подошви фундаменту;

φ – кут внутрішнього тертя ґрунту;

c – питоме зчеплення.

Початкова ділянка на рис. 9.8 від нуля до точки нормативного розрахункового опору основи R'' має пологий обрис. Із певним наближенням крива на цій ділянці може бути замінена відрізком прямої. Це важливе допущення дозволяє застосовувати до ґрунтів принципи лінійного деформування. Деформація на цій ділянці називається **фазою ущільнення** – S_1 . У цій фазі відбувається більш щільне упаковування часток ґрунту. Теорія лінійного деформування ґрунтів, що аналогічна теорії пружності, дозволяє визначити напружено-деформований стан основи у фазі ущільнення. У цій фазі дотичні напруження за своєю величиною не перевищують внутрішню опору ґрунтів зсуву ($\tau < \tau_{np}$), тобто, будь-яка точка ґрунту перебуває у стійкому стані (рис. 9.11,а).

Друга ділянка графіка від точки R'' до точки, що відповідає розрахунковому опору основи R (див. рис. 9.8) характеризується значною кривизною, де лінійна залежність « $S - \sigma$ » порушується. Тут інтенсивність зростання деформацій значно перевищує інтенсивність зростання навантажень. Пояснюється це тим, що на початку фази під кутами фундаменту починають виникати області пластичних деформацій (рис. 9.11,б).

Напружений стан у цей момент характеризується станом граничної рівноваги ($\tau = \tau_{np}$). Потім у міру зростання навантаження ці області розширюються до розмірів II і, нарешті, область пластичних деформацій охоплює всю основу III. Деформація у межах цієї ділянки кривої називається **фазою зсувів**.

Третя ділянка графіку (див. рис. 9.8) від точки, що відповідає розрахунковому опору основи R , до точки, що відповідає граничному критичному навантаженню $p^{н.к.}$, характеризується порушенням рівноваги ґрунту ($\tau > \tau_{np}$) та випиранням його з-під фундаменту. Деформація на цій ділянці називається **фазою випирання** (рис. 9.11,в). Напружено-деформований стан ґрунту у цій фазі описується рівнянням теорії граничної рівноваги.

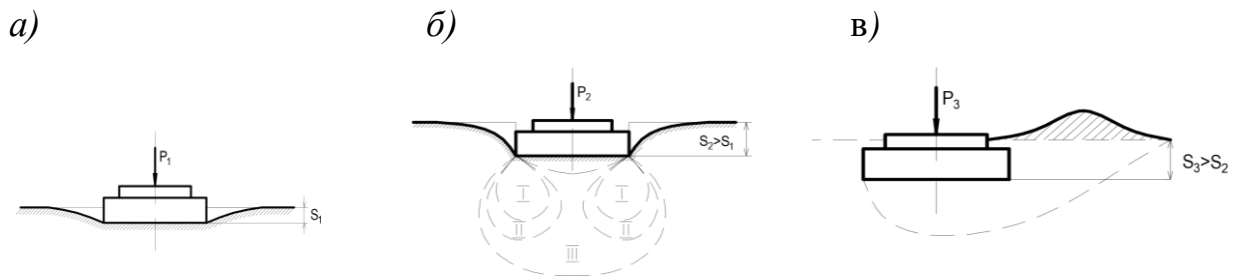


Рисунок 9.11 – Фази напруженого стану ґрунту: а) фаза ущільнення;
б) фаза зсувів; в) фаза випирання

Останнім часом при оцінці стійкості основ все частіше виділяють не три, а дві фази деформування ґрунтів:

- ✓ ущільнення локальних зсувів;
- ✓ розвитку значних зсувів.

У процесі стискування основ під подошвою фундаменту створюється ядро ущільнення, яке має дві частини: верхню, нерухому, і нижню, де переважають бічні зміщення ґрунту, які весь час змінюють свій напрямок при осіданні фундаменту.

При завершенні формування ядра несуча здатність ґрунту вичерпується, чому сприяє виникнення безперервних поверхонь ковзання, які ведуть до випирання ґрунту та повної втрати стійкості основи.

Оскільки деформації у ґрунтах тривають довго, особливо у водонасичених глинистих ґрунтах, то при розрахунку осідань слід враховувати лише тривалі навантаження, тобто, нормативні без урахування коефіцієнтів перевантаження.

При розрахунку основ за деформаціями з використанням рішень теорії лінійно-деформованих ґрунтів зони місцевого порушення міцності ґрунту

обмежуються певними межами. Ці зони для будинків та споруд промислового призначення не повинні перевищувати $\frac{1}{4}$ ширини фундаменту у глибину. Тиск на ґрунт основи, за якого зони місцевого порушення міцності ґрунту дорівнюють $\frac{1}{4}$ ширини фундаменту, прийнято називати **нормативним тиском** на ґрунт.

Формула для визначення величини нормативного тиску на ґрунт отримана на підставі рішення М.П. Пузиревського. Вона виглядає так:

$$P_n = (Ab + Bh)\gamma + DC_n, \quad (9.11)$$

або у випадку наявності підвалів у будинках

$$P_n = \left(Ab + B \frac{2h + h_n}{3} \right) \gamma + DC_n, \quad (9.12)$$

де A , B та D – табульовані коефіцієнти,

γ – щільність ґрунту,

h – глибина закладення стрічкового фундаменту,

b – ширина фундаменту

h_n – наведена глибина закладення фундаменту у приміщенні з підвалом, яка

визначається за формулою:

$$h_n = c_1 + c_2 \frac{\gamma_n}{\gamma}, \quad (9.13)$$

де c_1 – товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту;

c_2 – товщина конструкції підлоги підвалу, м;

γ_n – щільність матеріалу конструкції підлоги підвалу;

C_n – нормативне питоме зчеплення ґрунту для глин чи нормативний параметр лінійності для пісків, які залягають безпосередньо під підшвою фундаменту.

9.8 Умови стійкості ґрунтів основи

Утворенню фази розвитку значних зсувів в основі відповідає виникнення безперервних поверхонь ковзання, що супроводжується випиранням ґрунту та цілковитою втратою стійкості основи. При цьому відповідний руйнівний тиск

визначається, як правило, на підставі методів теорії граничної рівноваги чи більш простих, але й менш точних, наближених методів, зокрема, графічних та графоаналітичних. Останні методи ґрунтуються на апіорному запровадженні допущення щодо круглоциліндричної форми поверхонь ковзання.

Сучасні і найбільш обґрунтовані рішення завдань щодо оцінки стійкості ґрунтів в основі будинків та споруд виконані В.В. Соколовським та В.Г. Березанцевим.

Рішення В.В. Соколовського базується на тому, що в ґрунті, який лінійно деформується під дією зовнішнього навантаження, формуються дві системи ліній ковзання, нахилені під кутом $\left(45 - \frac{\rho}{2}\right)$ у напрямку більшого σ_1 головного напруження.

Застосовуючи співвідношення між головними напруженнями σ_1 та σ_2 складовими напружень за площадками, розташованими паралельно координатним осям $(\sigma_z, \sigma_y, \tau_{zy})$, можна скласти диференціальне рівняння граничної рівноваги для кожної з двох сімейств ліній ковзання. Соколовським В.В. запропонований метод наближеного розв'язання цих рівнянь, який дає можливість побудувати сітку двох сімейств ліній ковзання, а також вирахувати критичні тиски у різних точках за шириною фундаменту та побудувати його епюру. Вид сітки ковзання та епюри критичного навантаження σ_T для незаглибленого фундаменту, у якого:

$$\frac{h}{b} < 0,5,$$

де h – глибина закладання фундаменту, b - ширина фундаменту.

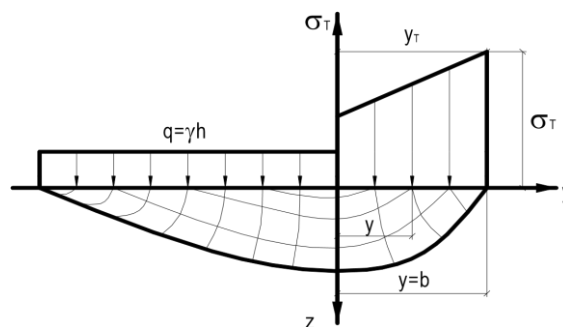


Рисунок 9.12 – Сітка ліній ковзання та епюра граничних навантажень

Визначення критичних навантажень на ґрунти основи за В.В. Соколовським пов'язане з великим обсягом обчислювальної роботи. Для зменшення її обсягу складені спеціальні таблиці, які дозволяють побудувати епюри граничних тисків для стрічкових та прямокутних у плані фундаментів. У наш час ці розрахунки виконуються із застосуванням комп'ютерів та відповідних програмних засобів.

Для оцінки стійкості піщаних основ за наявності незаглиблених чи малозаглиблених фундаментів $\left(\frac{h}{b} < 0,5\right)$ В.Г. Березанцевим запропонований метод визначення граничних навантажень, який увійшов до нормативної літератури (рис. 9.8).

Випадок, зображений на рис. 9.13, характеризується зсувом прилеглих до ущільненого ядра об'ємів ґрунту вздовж безперервних поверхонь ковзання, які виходять на поверхню ґрунту під кутом $\alpha = 45^\circ - \frac{\rho}{2}$, а ґрунт випирає з-під підосви фундаменту.

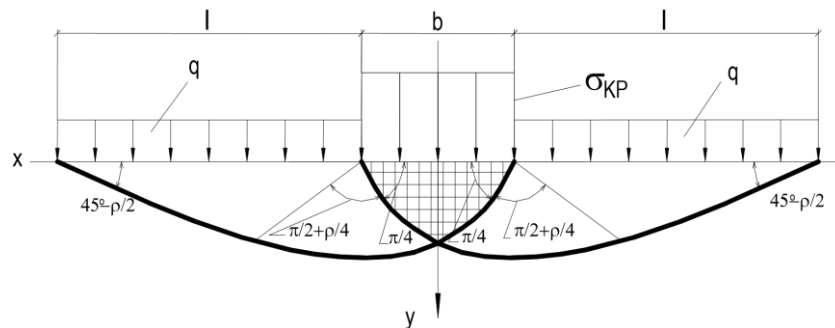


Рисунок 9.13 – Схема ліній ковзання за В.Г. Березанцевим

9.9 Критичні навантаження на основи з пластичних глини

Пластичні глини, які залягають в основах будинків та споруд, характеризуються кутом внутрішнього тертя, що практично дорівнює нулю $\rho = 0$ та наявністю зчеплення c . Для цих умов різні автори пропонують порівняно прості формули для визначення критичних навантажень.

1. Формула Прандтля для випадку незаглибленого фундаменту в умовах плоского завдання:

$$\sigma_{кр} = (\pi + 2) \cdot c. \quad (9.14)$$

2. Формула М.О. Цитовича при заглибленому фундаменті для умов плоскої задачі:

$$\sigma_{кр} = [(\pi + 2) \cdot c + \gamma \cdot h_{загл}]. \quad (9.15)$$

3. Формула А. Скемптона для прямокутного фундаменту:

$$\sigma_{кр} = c \cdot N_c + \gamma \cdot h_{загл}, \quad (9.16)$$

$$\text{де } N_c = 5 \left(1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) \left(1 + 0,2 \frac{h_{загл}}{B} \right);$$

$B = 2b$ – ширина,

L – довжина прямокутного фундаменту.

4. Формула В.В. Соколовського для плоскої задачі:

$$\sigma_{кр} = c \cdot (\pi + 1,21) + \gamma \cdot h_{загл}. \quad (9.17)$$

Допустиме навантаження на фундамент визначають за величиною прикладеного навантаження з коефіцієнтом запасу $k_3 = 2 \dots 3$.

Контрольні запитання та завдання до Розділу 9

1. Які деформації є головними у процесі деформування ґрунтів?
2. Що означає термін дилатансія? контракція?
3. Що являє собою модель фільтраційної консолідації ґрунтів?
4. Що являє собою модель лінійної деформації ґрунтів?
5. Що являє собою модель граничного напруженого стану?
6. Що таке «еліпсоїд та еліпс напружень»?
7. Що таке «кут відхилення», «найбільший кут відхилення»?
8. Які властивості має еліпс напружень?
9. Сформулюйте умову міцності ґрунту в основі.

10. Яким чином пов'язані з умовою міцності кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення у теорії міцності Ш. Кулона?

11. Зобразіть графічно граничний напружений стан ґрунтової основи.

12. Що таке «активний» і «пасивний» граничний напружений стан?

13. Запишіть умову граничного рівноважного стану в ґрунтах.

14. Опишіть фази деформацій ґрунту в основі.

15. Що таке ядро ущільнення? Яку структуру воно має?

16. Що таке «нормативний тиск» на ґрунт і як він визначається?

17. Умови стійкості ґрунтів за В.В. Соколовським.

18. Що являють собою лінійна і нелінійна теорії деформування ґрунтів?

У чому полягає різниця між ними? Які існують межі їх використання?

19. Що таке структурна міцність ґрунту?

20. Що таке початковий критичний тиск?

21. Що таке нормативний розрахунковий опір основи?

22. Що таке розрахунковий опір основи?

23. Що таке граничне критичне навантаження?

24. Де і чому виникає ущільнене ґрунтове ядро?

РОЗДІЛ 10. РОЗРАХУНОК ОСІДАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

У ґрунтах від прикладених навантажень виникають як пружні, так і пластичні деформації, причому пластичні деформації у десятки й сотні разів перевищують за величиною пружні та виникають навіть при малих навантаженнях. Сума пластичної та пружної деформацій складає повну деформацію.

У більшості випадків, як уже зазначалося вище, фундаменти проєктуються таким чином, щоб в основах під дією навантаження, яке їм передається, не розвивалися зони граничної рівноваги. Таке навантаження викликає в ґрунті лише його ущільнення. Тому вивчення цієї фази набуває великого практичного інтересу.

10.1 Пружні та залишкові деформації ґрунтів

Досліди із штампами та спостереження за осіданнями споруд показують, що зростання осідань у часі для різних ґрунтів, показаних на рис. 10.1, відбувається по різному.

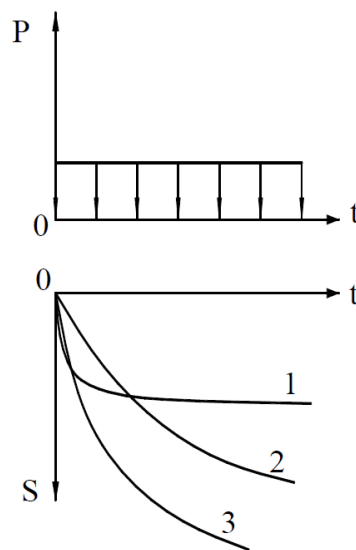


Рисунок 10.1 – Осідання ґрунту у часі: 1 – грубозернисті ґрунти;
2, 3 – глинисті ґрунти

Крива 1 відповідає просадкам піщаних та гравілітових ґрунтів незалежно від кількості вологи, яка в них міститься. Осідання ґрунту під навантаженням відбувається достатньо швидко внаслідок того, що витискання води і повітря з пор відбувається за незначного опору. Криві 2 і 3 відповідають деформуванню зв'язних (глинистих) ґрунтів. У цих випадках швидкість деформації суттєво залежить від водопроникності ґрунтів. Зв'язні, а особливо глинисті, ґрунти мають низьку водопроникність і тому осідання в них протікають повільно (роками, десятиліттями).

Тривале зростання осідань є негативною характеристикою ґрунтів і, у зв'язку з цим, у будівництві піщані ґрунти мають перевагу перед глинистими. Швидкість осідань обов'язково береться до уваги при проектуванні основ. Згідно з діючими нормами, дозволяється вважати, що осідання піщаних та глинистих у твердому стані основ повністю завершується в період будівництва будинків, а осідання глинистих основ у пластичному стані за той же період проявляється лише наполовину. Друга половина розрахункового осідання відноситься до періоду експлуатації споруди.

10.2 Визначення кінцевого осідання шару ґрунту при суцільному навантаженні (одномірна задача ущільнення)

Нехай до поверхні шару ґрунту товщиною h_1 (рис. 10.2,а), що лежить на водонепроникній скельній породі, яка є такою, що не піддається стисканню, прикладено суцільне рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю q на дуже великій площі F . У цьому випадку ґрунт зазнаватиме стискування без можливості бічного розширення. Це відповідає одномірній задачі ущільнення ґрунту під дією вертикального навантаження при компресійних випробуваннях. Зважаючи на таке, для визначення величини повного осідання шару, який розглядається, можна скористатися компресійною кривою ґрунту (рис. 10.2,б).

Введемо позначки:

q – зовнішній тиск на ґрунт;

e_1, e_2 – коефіцієнт пористості ґрунту до і після деформації;

h_1, h_2 – висота шару ґрунту до і після деформації;

S – розрахункове осідання шару ґрунту.

З рис. 10.2,а випливає, що розрахункове осідання дорівнюватиме

$$S = h_1 - h_2. \quad (10.1)$$

Величину h_2 визначимо, виходячи з умови, що об'єм кістяка ґрунту до і після деформації залишається постійним і на підставі цього можна записати

$$Fh_1 \frac{1}{1+e_1} = Fh_2 \frac{1}{1+e_2}.$$

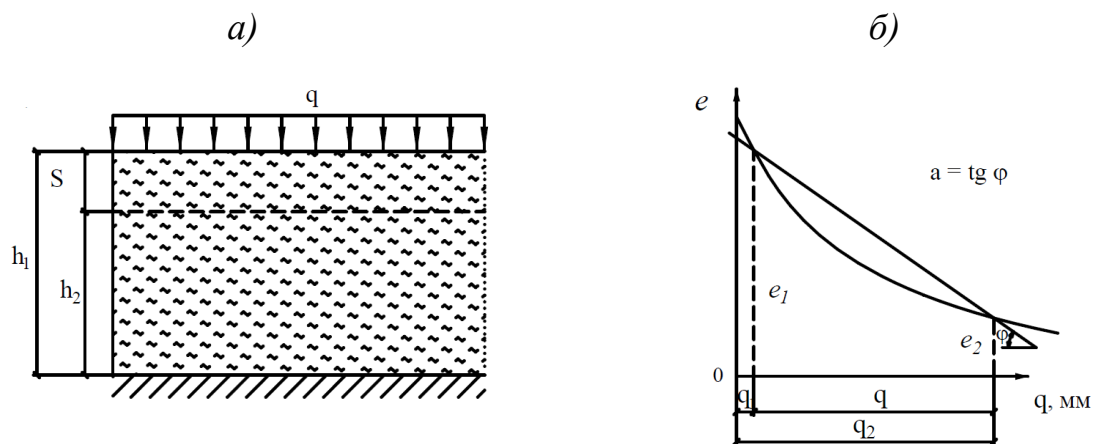


Рисунок 10.2 – Стискання шару ґрунту при суцільному навантаженні:

а) розрахункова схема; б) компресійна крива

З останнього рівняння випливає, що

$$h_2 = h_1 \frac{1+e_2}{1+e_1}. \quad (10.2)$$

Підставимо (10.2) у (10.1) і отримаємо

$$S = h_2 - h_1 \frac{1+e_2}{1+e_1} = h_1 \frac{e_1 - e_2}{1+e_1}. \quad (10.3)$$

Коефіцієнт стисливості ґрунту, у відповідності з заданою компресійною кривою, визначають за формулою

$$a = \frac{e_1 - e_2}{q},$$

звідки

$$e_1 - e_2 = aq. \quad (10.4)$$

Підставивши (10.4) до (10.3), отримаємо кінцеву формулу для повного осідання шару ґрунту:

$$S = qh_1 \frac{a}{1 + e_1}. \quad (10.5)$$

10.3 Модуль загальної деформації ґрунту

З аналізу деформації у випадку стискання ґрунту без можливого бічного розширення можна визначити модуль загальної деформації E_0 . Як розглядалося раніше, компоненти напружень у цьому випадку є рівними:

$$\sigma_x = \sigma_y = \lambda \sigma_z \text{ та } \sigma_z = q, \quad (10.6)$$

де коефіцієнт бічного тиску дорівнює $\lambda = \frac{\mu}{\mu - 1}$. Тут μ – коефіцієнт Пуассона.

У цьому випадку відносна деформація ґрунту у напрямку осі z дорівнюватиме

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E_0} - \mu \frac{\sigma_y + \sigma_x}{E_0}. \quad (10.7)$$

Підставивши (10.6) до (10.7), визначимо, що

$$\varepsilon_z = \frac{q}{E_0} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right). \quad (10.8)$$

Введемо позначення $\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}$ і отримаємо $\varepsilon_z = \frac{q}{E_0} \beta$.

Повна деформація шару ґрунту дорівнюватиме.

$$S = \varepsilon_z h. \quad (10.9)$$

Порівнюючи вирази (10.5) та (10.9), отримаємо $\frac{Ph}{E_0} \beta = \frac{Pha}{1 + e_1}$, і звідки

$$E_0 = \beta \frac{1 + e_1}{a}. \quad (10.10)$$

Таким чином, отримана формула для визначення модуля загальної деформації ґрунту у випадку, коли випробовується зразок у лабораторії та будується графік компресійної кривої. Цей метод називають **методом компресії**.

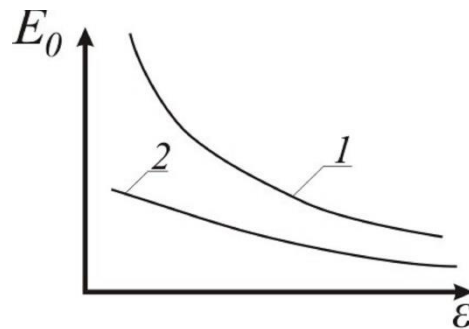


Рисунок 10.3 – Співвідношення модулів деформації: 1 – метод компресії;
2 – польовий метод

Існує також **польовий метод** визначення величини E_0 шляхом втискання у ґрунт стандартного штампу та побудови залежності осідання S від навантаження P . Модуль деформації, який визначається за цим методом, різко відрізняється від результатів лабораторних випробувань (рис. 10.3).

Щоб привести ці два види випробувань у відповідність один з одним, існує графік приведення (рис. 10.4), тобто, між лабораторним випробуванням ($E_0^{компр}$) і польовим ($E_0^{пол}$).

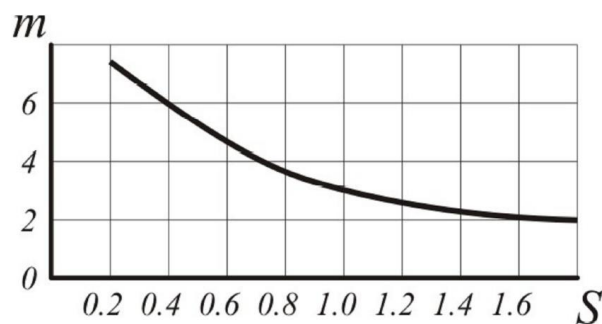


Рисунок 10.4 – Графік приведення

На цьому графіку $m = \frac{E_0^{пол}}{E_0^{компр}}$.

Враховуючи сказане, осідання шару ґрунту остаточно дорівнюватиме

$$S = Ph \frac{\beta}{E_0}. \quad (10.11)$$

Величина β у (10.11) у відповідності до діючих будівельних норм може бути прийнята рівною 0,8.

10.4 Види деформацій будинків та споруд

Взаємодію споруди з її основою характеризують два основних фактори – здатність основи деформуватися від навантаження, яке передається на нього фундаментом, і також її здатністю пересуватися слідом за деформаціями основи.

У зв'язку з використанням у якості основи різноманітних ґрунтів, у тому числі й тих, які сильно стискаються, все частіше виникає необхідність у розрахунках конструкцій споруд враховувати додаткові зусилля, які виникають у результаті нерівномірних осідань основ. Величина додаткових зусиль залежить від міцності та жорсткості конструкцій. За цією ознакою розрізняють три типи конструкцій:

- ✓ абсолютно жорсткі споруди – силосні башти, елеватори, димові труби та ін.;
- ✓ нежорсткі споруди, які йдуть слідом за деформаціями основ і з цієї причини додаткових напружень у них не виникає;
- ✓ відносно жорсткі споруди, які посідають проміжне місце між першими двома типами (будинки з рамним з/б каркасом, з несучими стінами та жорсткими перекриттями).

Деформації основ характеризуються:

- а) абсолютним осіданням окремого фундаменту;
- б) середнім осіданням будинку чи споруди, яке визначається за абсолютним осіданням трьох фундаментів чи трьох точок суцільного фундаменту;

в) перекосом чи креном, тобто, різницею осідань двох сусідніх опор, характерних для нежорстких споруд, віднесеною до відстані між ними (рис. 10.5);

г) відносним прогином Δf – стрілою прогину, віднесеної до довжини вигнутої частини будинку чи споруди.

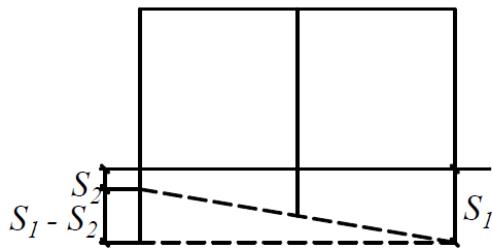


Рисунок 10.5 – Перекіс гнучкої споруди

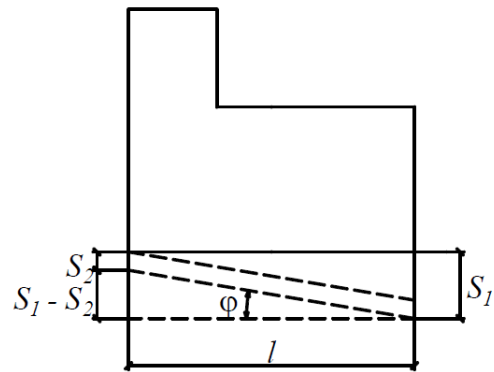


Рисунок 10.6 – Крен жорсткої споруди

Якщо різниця осідань відноситься до граней суцільного фундаменту, наприклад, жорсткої споруди, деформація характеризується креном (рис. 10.6):

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{S_1 - S_2}{l}. \quad (10.12)$$

Відносний прогин визначається за формулою

$$\Delta f = \frac{\Delta S_2 - S_1 - S_2}{2l}, \quad (10.13)$$

де S_1 і S_2 – осідання кінців вигнутої ділянки, яка розглядається;

ΔS_2 – найбільше чи найменше осідання на тій самій ділянці;

l – відстань між точками S_1 і S_2 .

Розрахункова величина деформації основи вираховується від дії на ґрунт тиску, який не перевищує нормативного і визначається у відповідності з нормативними документами залежно від фізико-механічних властивостей конкретної ґрунтової маси. За такого тиску не відбувається витискування ґрунту з-під підшви фундаменту, тобто, основа є стійкою.

Враховуючи те, що природні тиски, тобто, тиски від власної ваги ґрунту, сформувалися дуже давно і на деформацію основи вони не впливають, то величина осідання повністю залежить від величини додаткового тиску.

Додатковим $\sigma_{доп}$ називається тиск, який впливає на осідання основи і дорівнює різниці між середнім тиском на основу споруди $\sigma = \frac{P}{F}$ та природним тиском на глибині закладання фундаменту.

На рис. 10.7 показаний фундамент та наведена епюра природних та додаткових тисків у ґрунті під його центром. З рис. 10.7 очевидно, що в міру віддалення від підоснови фундаменту у товщі ґрунту зростають природні тиски та зменшуються додаткові.

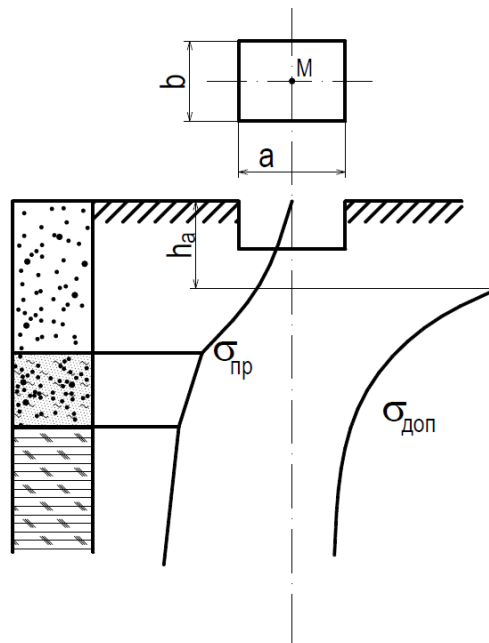


Рисунок 10.7 – Епюри природного і додаткового тисків

Як видно з епюр, на деякій глибині додатковий тиск може складати лише незначну частину природного і тому не може викликати суттєвого осідання. Відповідно, при розрахунку осідання основи доцільно враховувати лише ту область ґрунту, у якій виникають додаткові напруження від ваги споруди, котрі здатні викликати суттєве осідання. Ця область ґрунту називається **стискувана товща**. Саме вона і являє собою основу даного фундаменту.

За діючими нормами межу стискуваної товщі приймають від підшви до тієї глибини, де додатковий тиск складає 20 % від природного, тобто, справедливим є співвідношення рівняння $\sigma_o \leq 0,2\sigma_o$.

При розрахунку основ за деформаціями важливо не випускати з уваги існуючу залежність осідання від розмірів (площинки) фундаменту, що видно з рис. 10.8. Виявляється, що в межах нормативних тисків осідання S прямопропорційна питомому навантаженню σ та квадратному кореню з площі F , тобто

$$S = K\sigma\sqrt{F}, \quad (10.14)$$

де K – коефіцієнт, однаковий для того самого виду ґрунту.

Натурні дослідження показують, що зазначена залежність за дослідами зберігається для фундаментів площею до 50 м². За однакових граничних тисків на ґрунт стискувана товща під великим фундаментом має великі розміри, а тому осідання – велике. Таким чином, якщо площа одного фундаменту $F_1 = 25,0$ м², а іншого $F_2 = 4,0$, то отримаємо

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= K\sigma\sqrt{F_1} = K\sigma\sqrt{25} = 5K\sigma \\ S_2 &= K\sigma\sqrt{F_2} = K\sigma\sqrt{4} = 2K\sigma \end{aligned} \right\}. \quad (10.15)$$

З наведеного прикладу випливає, що за інших рівних умов осідання основи до відомих меж пропорційні кореню квадратному з площі їх фундаменту. Звідси висновок, що за бажання отримати однакове розрахункове осідання різних за розмірами фундаментів будинків треба приймати різні питомі тиски навантажень відповідно до залежностей (10.15).

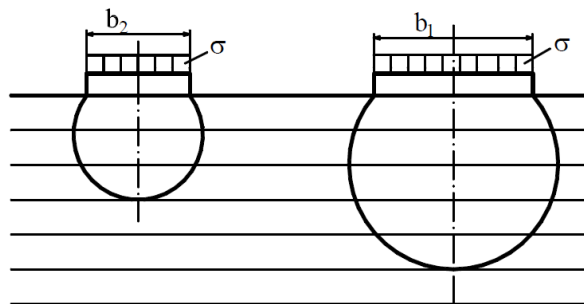


Рисунок 10.8 – Межі стискуваної товщі при різних розмірах фундаментів

Раніше відзначалося, що картини напруженого стану ґрунту основи за якою-небудь вертикаллю характеризуються епюрою природних тисків σ_0 , які не викликають осідання основи, та епюрою додаткових тисків σ_d , які викликають осідання.

Якщо середній розрахунковий тиск під подошвою фундаменту дорівнює σ , а глибина закладання фундаменту h за об'ємної ваги ґрунту γ , то додатковий тиск на ґрунт дорівнюватиме

$$\sigma_d = \sigma - \gamma h, \quad (10.16)$$

де γh – тиск від ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту, який був вилучений при обладнанні фундаменту.

Із рівняння (10.16) видно, що якщо необхідно зменшити розрахункове осідання основи, необхідно збільшити глибину фундаменту, в результаті чого зменшується тиск, який викликає осідання. Теоретично можна побудувати фундамент із осіданням, яке дорівнює нулю. Для цього необхідно прийняти таку глибину закладання, за якої $\sigma_d = 0$.

У практиці проектування відповідальних споруд залежність (10.16) часто приймається до уваги.

10.5 Розрахунок осідання фундаменту за методом пошарового додавання

Розрахунок основ за деформаціями є складним завданням, яке вимагає розгляду основ та зведення на них конструкцій у їх взаємодії, що зумовлені властивостями кожного із них. Нині наявні лише наближені методи вирішення завдання щодо спільної роботи основи та споруди, які застосовують при проектуванні на сильно стисливих ґрунтах.

Задачею розрахунку основ щодо деформацій є обмеження деформацій надфундаментних конструкцій такими межами, які гарантують відсутність у конструкціях неприпустимих для нормальної експлуатації тріщин та ушкоджень.

Розрахунок основ щодо деформацій здійснюють за формулою

$$S \leq S_{sp},$$

де S – розрахункова величина деформацій;

S_{sp} – гранична величина деформацій.

Осідання фундаменту визначають за методом пошарового додавання. Цей метод рекомендовано ДБН В.2.1-10-2009, він є основним при виконанні розрахунків осадок фундаментів промислових будівель і цивільних споруд. Для самого загального випадку схему, за якою відбуваються розрахунки, представлено на рис. 10.9. Розрахунок осідання виконується на так званій **розрахунковій вертикалі**, тобто прямій, що проходить через центр фундаменту. При цьому ураховується положення розрахункової вертикалі відносно центра котловану.

1. Осідання окремого фундаменту визначають з використанням наступної формули

$$S = \beta \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i}}{E_i} \cdot h_i + \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i}}{E_{e,i}} \cdot h_i + \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}}{E_i} \cdot h_i \right), \quad (10.17)$$

де $\beta = 0$ – емпіричний коефіцієнт;

$\sigma_{zp,i}$ – нормальне вертикальне напруження по центру i -того елементарного шару товщиною h_i , що обумовлене навантаженням від фундаменту;

$\sigma_{zy,i}$ – те ж саме, але обумовлене вагою ґрунту видаленого з котловану;

n – кількість шарів, на які розбито стискувану товщу;

E_i – модуль загальної деформації основи, який отримано по кривій первинного завантаження основи;

$E_{e,i}$ – те ж саме, але який отримано по кривій вторинного навантаження основи. Якщо відсутні результати визначення модуля $E_{e,i}$, то для споруд II і III ступеню довговічності припускається приймати його таким, що дорівнює $E_{e,i} = 5 \cdot E_i$.

2. Вертикальне напруження від тиску, що передається через фундамент на

грунт на глибині, z визначають з використанням наступної формули

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p, \quad (10.18)$$

де α – коефіцієнт, який приймають за табл. 10.1 в залежності від відносної глибини $\xi = \frac{2 \cdot z}{b}$, p – середній тиск під подошвою фундаменту, b – ширина подошви фундаменту.

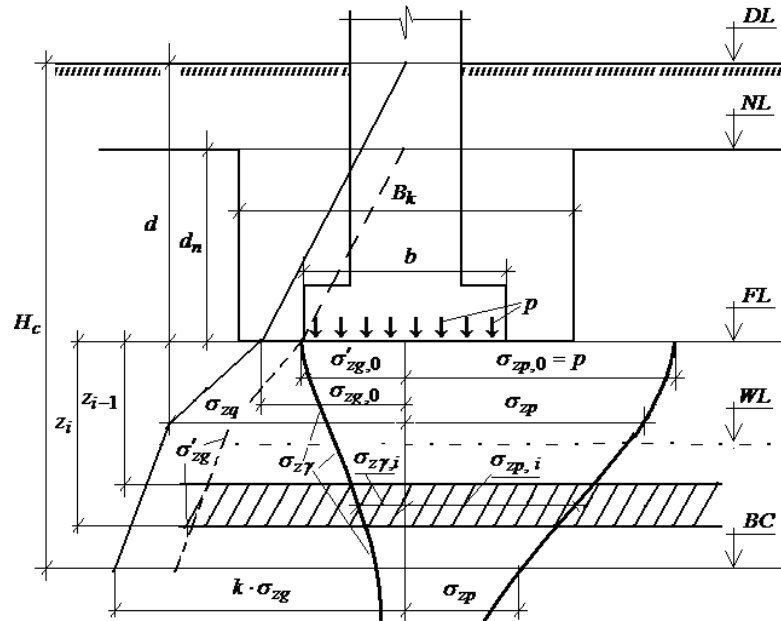


Рисунок 10.9 – До визначення осадки окремого фундаменту: NL – позначка природнього рельєфу; DL – те ж саме, планувальна; FL – позначка закладення подошви фундаменту; WL – те ж саме, рівня підземних вод; BC – нижня границя стискуваної товщі; d і d_n глибина закладення подошви фундаменту відповідно від рівня планування і природнього рельєфу; b і B_k – відповідно ширина подошви фундаменту і котловане; p – середній тиск під подошвою фундаменту; σ_{zg} і $\sigma_{zg,0}$ – напруження від власної ваги ґрунту на глибині z і позначка закладення подошви фундаменту відповідно при проєктній позначці денної поверхні основи – DL ; σ'_{zg} і $\sigma'_{zg,0}$ – те ж саме, але при позначці природнього рельєфу (тобто NL); σ_{zp} і $\sigma_{zp,0}$ – нормальні вертикальні напруження від зовнішнього навантаження на глибині z і позначці закладення подошви фундаменту відповідно; σ_{zy} – напруження від власної ваги ґрунту, що виникають при відривки котловану

Таблиця 10.1 – Значення коефіцієнта α

$\xi = \frac{2 \cdot z}{b}$	Коефіцієнт α для фундаментів							
	круглий	Прямокутний, з співвідношенням сторін $\eta = L/b$						стрічковий
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,249	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,349
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

3. Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на розрахунковій глибині z визначають з урахуванням розташування фундаменту в котловані в плані і по глибині. Якщо розрахункова вертикаль, яка проходить через центр фундаменту, співпадає з центром котловане, то допускається використовувати наступну формулу

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}, \quad (10.19)$$

де α_k – коефіцієнт, який належить приймати за табл. 10.1 в залежності від

$$\text{відносної глибини } \xi = \frac{2 \cdot z}{b_k},$$

$\sigma'_{zg,0}$ – напруження від власної ваги ґрунту на позначці закладення підшви фундаменту,

b_k - ширина котловану.

4. Якщо виконується умова $p \leq \sigma'_{zg,0}$, тобто середній тиск під підшвою фундаменту буде менше тиску від власної ваги ґрунту), то осідання окремого фундаменту визначають за формулою

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}}{E_i} \cdot h_i, \quad (10.20)$$

де β , $\sigma_{zp,i}$, E_i та h_i див. пояснення до формулі (10.17).

5. При розрахунку осідань також варто урахувувати додаткові напруження від сусідніх фундаментів. Для їх визначення на вертикалі з координатами (x, y) слід використовувати принцип суперпозицій і аналітичну залежність

$$\sigma_{zp,i} = \sum_{j=1}^m \sigma_{z,j}(p_j, b_j, L_j, z, x_j - x_i, y_j - y_i), \quad (10.21)$$

де $\sigma_{zp,i}$ – див. пояснення до формулі (10.17), (x_i, y_i) – координати центра фундаменту, осадки якого визначаються; (x_j, y_j) – те ж саме, але сусідніх фундаментів;

p_j, b_j, L_j відповідно середній тиск під підшвою j -того фундаменту, його ширина і довжина;

m – загальна кількість фундаментів.

6. Якщо напруження від власної ваги ґрунту σ_{zq} на розрахунковій глибині z , що знаходиться нижче рівня підземних вод, то слід приймати до уваги зважуючу дію води, а якщо нижче водоупору, то до напружень від власної ваги слід додати напруження $p_w = \gamma_w \cdot d_w$, де $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – питома вага води, а d_w – висота водяного стовпа від рівня підземних вод до водоупору.

7. Нижню границю стискуваної товщі основи H_c назначають на глибині z , на якій виконується умова:

$$\sigma_{zp,z} = k \cdot \sigma_{zg,z}. \quad (10.22)$$

Коефіцієнт k приймають рівним:

- ✓ $k = 0,2$ при виконанні умови $b \leq 5 \text{ м}$;
- ✓ $k = 0,5$ при виконанні умови $b \geq 20 \text{ м}$;
- ✓ і шляхом інтерполяції при виконанні умови $5 < b < 20 \text{ м}$.

8. Формулу (10.22) не слід використовувати в таких випадках:

- ✓ якщо при ширині фундаменту $b \leq 10 \text{ м}$ виконується умова $H_c \leq \frac{b}{2}$;
- ✓ якщо при ширині фундаменту $b > 10 \text{ м}$ виконується умова $H_c \leq 4 + 0,1 \cdot b$. Тут H_c – товщина ґрунтового шару від підшви фундаменту до покрівлі скелі.

Практичний порядок розрахунку осідання фундаменту розглянемо відповідно до рис. 10.10, де зображено геологічну колонку, показана прийнята глибина закладання фундаменту h_0 та вказані розміри фундаменту: a – менший, b – більший. Там же зазначені тиски у середині шарів. Розрахунковий тиск σ по підшві фундаменту не перевищує величини нормативного тиску на ґрунт R_h . Для фундаменту з невеликими розмірами (під колони) обраховується осідання в т. M_1 за вертикаллю під центром у якості розрахункового осідання фундаментів.

Розрахунок здійснюється в наступній послідовності:

1. Товщу ґрунту під фундаментом розбивають на шари завтовшки $h_i = 0,4a$ до глибини, яка дорівнює приблизно $5a$, де a – менша сторона фундаменту.

2. Розраховують природний тиск на рівні підшви фундаменту і на межах шарів та вибудовують епюру природних тисків (див. рис. 10.10).

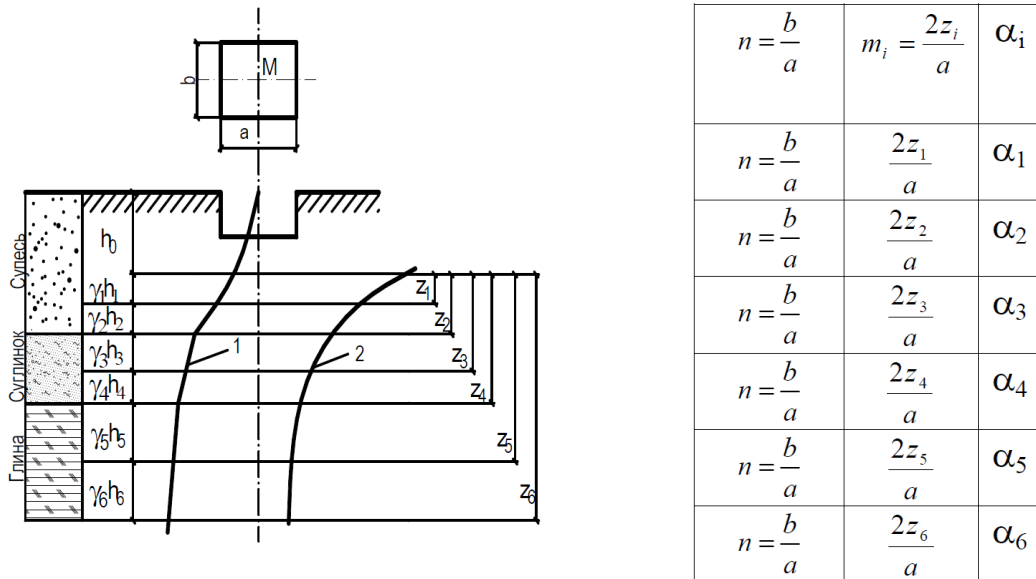


Рисунок 10.10 – Побудови до розрахунку осі дання основи: 1 – епюра природних тисків; 2 – епюра додаткових тисків

3. Далі виконаємо розрахунок додаткового тиску на ґрунт від споруди на рівні підшви фундаменту $\sigma_{\partial} = \sigma - \sigma_0$, де $\sigma = P/F$ – середній розрахунковий тиск по підшві фундаменту.

4. Визначають відстань z_i від підшви фундаменту до межі шару h_i .

5. Розраховують параметри $n = \frac{a}{b}$ та $m_i = \frac{2z_i}{a}$.

6. За ДБН В.2.1-10-2009 залежно від параметрів n та m знаходять по таблиці коефіцієнти розсіювання α_i (див. рис. 10.10, табл.).

7. Розраховують додаткові тиски на межах шарів і знаходять їх значення на серединах шарів.

Граничні значення σ_{∂}	Середнє значення σ_{∂}
$\sigma_{\partial 0} = \sigma - \sigma_0$	$\sigma_{\partial 1cp} = (\sigma_{\partial 0} + \sigma_{\partial 1})/2$
$\sigma_{\partial 1} = \alpha_1 \sigma_{\partial 0}$	$\sigma_{\partial 2cp} = (\sigma_{\partial 1} + \sigma_{\partial 2})/2$
$\sigma_{\partial 2} = \alpha_2 \sigma_{\partial 0}$	$\sigma_{\partial 3cp} = (\sigma_{\partial 2} + \sigma_{\partial 3})/2$
і т.п.	і т.п.

8. Вибудовують епюру додаткових тисків (див. рис. 10.10).

9. Шляхом співставлення σ_i та $\sigma_{\partial i}$ знаходять ту глибину, де має місце співвідношення $\sigma_{\partial i_{cp}} \leq 0,2\sigma_{i_{cp}}$. Це і є межа стискуваної товщі – межа основи.

10. Із заданих компресійних кривих знаходять значення ε_{1i} та ε_{2i} (перші відповідають тискові σ_0 , а другі – σ_i); розраховують коефіцієнт стисливості ґрунту α_i та модуль компресії E_{0i} (для кожного шару ґрунту) за наступними формулами:

$$\alpha_i = \frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{\sigma_1 - \sigma_0}; E_{0i} = \frac{\beta(1 + \varepsilon_{1i})}{\alpha_i},$$

де σ_i – сума природного та додаткового тисків у середині i -го шару.

11. За спеціальними графіками визначають коефіцієнти m_i та визначають розрахункові модулі загальної деформації $E_i = m_i E_{0i}$.

12. Розраховують осідання кожного шару

$$S_i = \frac{\sigma_{\partial i_{cp}} h_i}{E_i} \beta, \text{ м},$$

де $\sigma_{\partial i_{cp}}$ - середній додатковий тиск.

13. Далі виконується розрахунок сумарного додаткового осідання

$$S = \sum_1^n S_i, \text{ м}.$$

14. При значних у плані розмірах фундаменту осідання розраховується як середнє з трьох та більше його значень (наприклад, у точках M_2 , M_3 , M_4 на рис. 10.11), користуючись методом кутових точок.

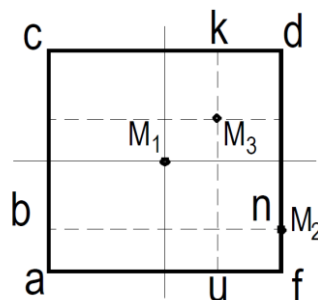


Рисунок 10.11 – Схема до розрахунку осідання за методом кутових точок

Так, при розрахуванні осідання за вертикаллю M_2 , яка знаходиться на контурі фундаменту, розглядають напруження на будь-якій глибині z за цією вертикаллю як суму кутових напружень двох прямокутників $bcdn$ та $abnf$.

За параметрами $n_i = b_i/a_i$ та $m_i = z_i/a_i$ для кожного прямокутника визначають табличне значення α_a , ділять його на 4 та додають за кількістю прямокутників, прилеглих до точки, що розглядається. Таким чином, додаткове напруження у ґрунті за вертикаллю M_2 розраховують за формулою

$$\sigma_{oz} = \sum_1^2 \frac{\alpha_i(\sigma - \sigma_0)}{4}.$$

В решті випадків осідання вираховують у порядку, викладеному для точки M_1 .

При визначенні осідання для точки M_3 площу фундаменту розділяють на 4 прямокутники $aghu$, $ckhg$, $uhrf$, $hkde$, визначаються 4 параметри n_i та m_i . Додаткові напруження вираховують за формулою

$$\sigma_{oz} = \sum_1^4 \frac{\alpha_i(\sigma - \sigma_0)}{4}.$$

В решті випадків повторюється розрахунок для точки M_1 .

10.6 Розрахунок осідання фундаменту за методом еквівалентного шару

Цей метод полягає в тому, що осідання фундаменту заданих розмірів вираховується як рівновелике осідання еквівалентного шару ґрунту потужністю h_e , що визначається за формулою

$$h_e = \omega b \frac{(1 - \mu)^2}{1 - 2\mu}, \quad (10.23)$$

де ω – коефіцієнт, який враховує вплив форми фундаменту у плані на його осідання, значення якого табульовані;

b – ширина фундаменту;

μ – коефіцієнт Пуассона для ґрунту основи.

Осідання обчислюють за формулою

$$S = \frac{\sigma_{\partial 0} \times a \times h}{1 + e_1}, \quad (10.24)$$

де $\sigma_{\partial 0}$ – додатковий тиск по підшві фундаменту;

a – коефіцієнт стисливості ґрунту;

e_1 – коефіцієнт пористості ґрунту.

10.7 Визначення кута повороту жорсткого прямокутного фундаменту неглибокого закладання

У ряді випадків при розрахунку рамних конструкцій та споруд буває доцільним зусилля елементів рами визначати з урахуванням кута повороту фундаменту, який зводиться на стисливій (нескельній) основі.

Кут повороту жорсткого прямокутного фундаменту визначають за формулами:

- ✓ при крені у напрямку більшої сторони фундаменту

$$\operatorname{tg} \theta_1 = \frac{1 - \mu_{cp}^2}{E_{cp}} K_1 \frac{M_1}{\left(\frac{l}{2}\right)^3}; \quad (10.25)$$

- ✓ при крені у напрямку меншої сторони

$$\operatorname{tg} \theta_2 = \frac{1 - \mu_{cp}^2}{E_{cp}} K_2 \frac{M_2}{\left(\frac{b}{2}\right)^3}, \quad (10.26)$$

де E_{cp} , μ_{cp} – середні значення модуля загальної деформації та коефіцієнту Пуассона для стискуваного шару.

Коефіцієнти K_1 та K_2 приймаються за відповідними графіками залежно від співвідношення сторін фундаменту $\alpha = \frac{l}{b}$, де l та b – більша та менша сторони фундаменту.

10.8 Розрахунок осідання основ за часом

Осідання основи, яке визначається за методом пошарового додавання, є кінцевим та відповідає повному завершенню процесу деформації, яка в різних ґрунтах проходить з різною швидкістю. Величина осідання за даний проміжок часу визначається як частина кінцевого осідання, отриманого за (10.17).

Розрахунок осідання у часі ґрунтується на *теорії фільтраційної консолідації ґрунтів*. Ця теорія передбачає, що ґрунт насичений водою (ґрунтова маса) та швидкість зростання осідання залежить від швидкості вичавлювання води з пор ґрунту в результаті його ущільнення.

Якщо кінцеве осідання позначити S_k , а осідання за час t - S_t , то співвідношення

$$Q_t = \frac{S_t}{S_k} \times 100 \% \quad (10.27)$$

дозволяє визначити *ступінь консолідації ґрунту* за час t у відсотках. Знаючи величину S_k та відсоток консолідації ґрунту за час t з (10.27) можна отримати величину осідання на момент часу t .

$$S_t = \frac{Q_t \times S_k}{100}. \quad (10.28)$$

Як зазначалося раніше, тиск P , докладений до ґрунтової маси, частково передається на кістяк ґрунту (**ефективний тиск** P_e) і частково на воду (**нейтральний тиск** P_u). Можна вважати, що в початковий момент усе навантаження передається на воду та $P_u = P$, а $P_e = 0$.

У воді створюється напір, під впливом якого вона вичавлюється з ґрунту, і частина навантаження передається кістяку, а нейтральний тиск зменшується. При цьому для будь-якої глибини Z зберігається співвідношення $P_u + P_e = P$.

У кінці процесу консолідації все навантаження сприймається кістяком ґрунту $P_e = P$, а $P_u = 0$. Напір у воді знижується до нуля, а процес фільтраційної консолідації завершується.

На рис. 8.11 викладені умови одномірного завдання фільтраційної консолідації, у якому розглядається стиснення шару ґрунту, розташованого на нестисливій водонепроникній основі, при дії на нього рівномірно розподіленого навантаження.

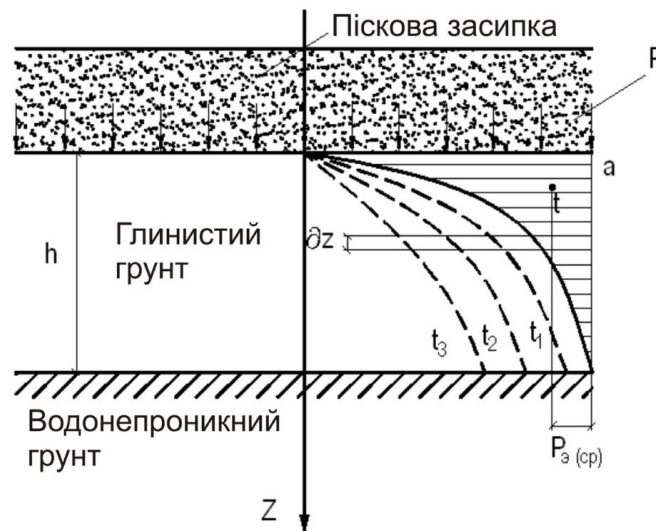


Рисунок 10.12 – Схема до вирішення завдання фільтраційної консолідації ґрунтів

Оскільки осідання спричинюється тиском на кістяк ґрунту, процес консолідації може бути виражений відношенням для середнього за висотою шару h значення ефективного тиску у даний момент часу $P_{e_{ср}}$ до повного тиску P .

Величина ефективного тиску у будь-який момент часу подається наступним диференціальним рівнянням

$$\frac{\partial P_e}{\partial t} = C_k \times \frac{\partial^2 P_e}{\partial Z^2}, \quad (10.29)$$

де $C_k = \frac{K_\phi (1 + e_{пoch})}{a \gamma_e}$,

K_ϕ – коефіцієнт форми,

$e_{пoch}$ – початковий коефіцієнт пористості,

a – коефіцієнт стисливості ґрунту,

γ_e – питома вага води.

Із розв'язання рівняння (10.29) отримано рівняння для визначення відсотка консолідації у наступному вигляді

$$Q_t = \left(1 - \frac{8}{\pi^2} \times e^{-kt} \right) \times 100 \% , \quad (10.30)$$

де - t час консолідації (в роках);

$$K = \frac{\pi^2 K_\phi (1 + e_{\text{поч}})}{4a\gamma_e h^2} . \quad (10.31)$$

Рівняння (10.31) є справедливим для випадку прямокутної епюри ущільнюючого тиску. Відомі рішення і для інших епюр ущільнюючого тиску.

Для розрахунку в часі осідання основ прямокутних фундаментів користуються графіками, наведеними на рис. 10.13.

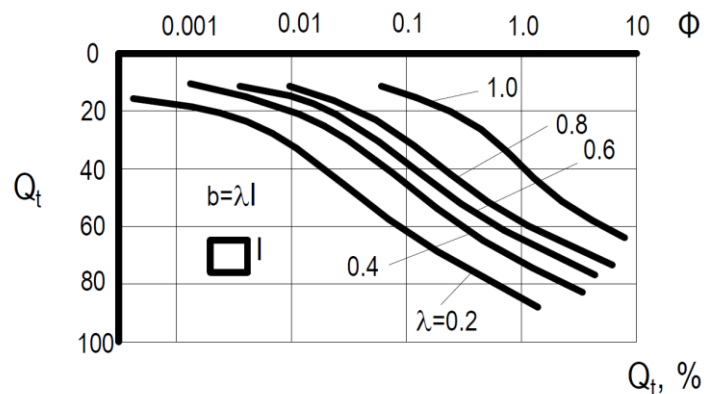


Рисунок 10.13 – графік до розрахунку деформацій основ прямокутних фундаментів за часом

На цих графіках показана залежність між відсотком консолідації Q_t і так званим фактором часу Φ для будь-якої точки прямокутного фундаменту при різних співвідношеннях сторін його підшви. Фактор часу визначається за формулою

$$\Phi = \frac{K_\phi (1 + e_{\text{поч}})}{a\gamma_e l^2} t . \quad (10.32)$$

Задаючи відсоток консолідації Q_t за графіком знаходять значення фактору часу Φ , а далі за формулою (10.27) – час, який необхідний для досягнення заданої консолідації та величини осідання (10.28).

10.9 Особливості будівництва на просадкових основах

Проектування основ, які складаються з просадкових ґрунтів, можна здійснювати з урахуванням додаткових деформацій, що виникають під впливом замочування і називаються просадкою. У залежності від можливості виявлення просадки ґрунту від його власної ваги при замочуванні ґрунтові умови будівельних майданчиків поділяють на два типи:

- ✓ просадки не перевищують $5 \cdot 10^{-2}$ см (**перший тип**);
- ✓ просадки перевищують $5 \cdot 10^{-2}$ см (**другий тип**).

Міцність та експлуатаційна придатність будинків і споруд на просадкових ґрунтах забезпечується рядом наведених нижче заходів:

- ✓ усуненням просадних властивостей у межах усієї товщі чи частини товщі;
- ✓ використанням конструкцій будинків та споруд, які пристосовані до просадок основи.

Будинки та споруди на просадних ґрунтах треба перевіряти на статичну стійкість і міцність усіх елементів за не вигідних комбінацій нерівномірних просадок основ. Існує ряд розробок, спрямованих на створення відповідних методик розрахунку. В цілому вони схожі та відрізняються лише деталями. Так, виходячи із закономірного зв'язку між вологістю та модулем загальної деформації, В.О. Зурнаджі розробив методику розрахунку системи «житловий будинок-фундамент» на основі із змінним модулем деформації.

Розглянуті ґрунти відносяться до лесових товщ першого типу, саме вони переважають в Україні.

Згадана методика розрахунку виходить з наступних передумов.

1. Модуль деформації ґрунту змінюється у залежності від його вологості (наприклад, на рис. 10.14).
2. Вологість ґрунту змінюється від природної до повного насичення, у залежності від джерела замочування. Навантаження на ґрунт приймається

рівномірним, осідання до кінця будівництва рівномірне, як і реакція ґрунту по довжині будинку.

3. У процесі замочування модуль деформації змінюється та викликає перерозподіл реакції ґрунту пропорційно модулю деформації.

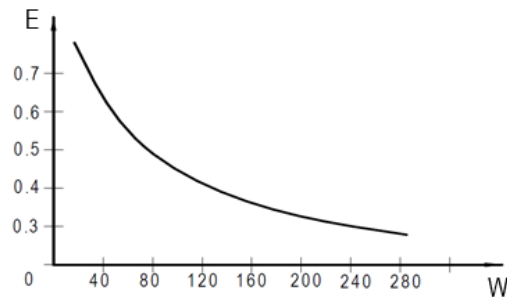


Рисунок 10.14 – Графік зміни модуля деформації від вологості ґрунту

Раніш рівномірна реакція σ перетворюється на нерівномірну, знижуючись до значення b у середині та збільшуючись до значення a на краях. Закон зміни реакції – параболічний. Розрахункова схема має вигляд, зображений на рис. 10.15.

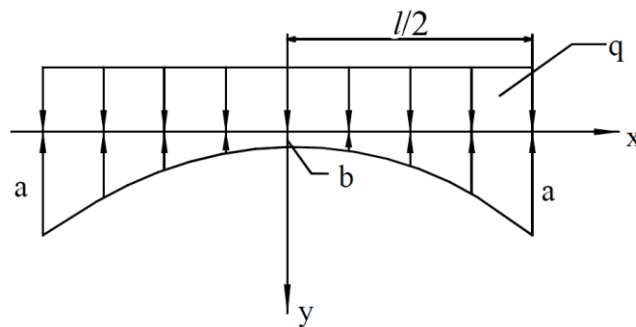


Рисунок 10.15 – Розрахункова схема просадкової ґрунтової основи

Сукупність сил, зображених на рис. 10.15, повинна перебувати у рівновазі. Використовуючи цю обставину та застосовуючи методи будівельної механіки, значення максимального згинаючого моменту дорівнюватиме

$$M_{\max} = \frac{(\alpha - 1)ql^2}{16(\alpha + 2)}, \quad (10.33)$$

найбільшої поперечної сили

$$Q_{\max} = \frac{(\alpha - 1)ql}{3\sqrt{3}(\alpha + 2)}, \quad (10.34)$$

де $\alpha = a/b$ – нерівномірність реакції;

і максимального прогину

$$y_{\max} = \frac{33}{5760} \frac{(\alpha - 1) ql^2}{(\alpha + 2) EJ} + \frac{3}{40} \frac{(\alpha - 1) ql^2}{(\alpha + 2) GF}, \quad (10.35)$$

де G – модуль зсуву цегельної кладки, F , J – площа поперечного перерізу стіни та момент інерції.

Оцінюючи одержувані для конкретних умов значення згинаючих моментів, поперечних сил та прогинів, вирішуються конструктивні питання щодо доцільності спорудження просадочних швів.

Для рамних конструкцій будинків і споруд та для споруд на суцільних фундаментах визначальною є величина розрахункової просадки основи Δp , яка визначається за формулою

$$\Delta p = \sum_1^n \delta_{np_i} H_i m, \quad (10.36)$$

де δ_{np_i} – відносна просадність, яка визначається для кожного шару просадкового ґрунту у межах основи при тиску P_i , який дорівнює сумі природного і надлишкового тиску від фундаменту споруди у середині шару, що розглядається;

H_i – товщина того самого шару ґрунту;

m – коефіцієнт умов роботи;

n – кількість обтиснених шарів.

Додавання за формулою (10.31) здійснюється в межах всієї просадної товщі, починаючи від подошви фундаменту, до середньорічного рівня ґрунтових вод чи до покрівлі шару ґрунту з відносною просадністю $\delta_{np_i} \leq 0,01$ при тискові P_i .

При цьому коефіцієнт умов роботи слід приймати в межах стискуваної зони товщиною $1,5b$, безпосередньо по дотичній до подошви фундаменту, рівним для фундаменте шириною $b = 0,5 \dots 2$ – $m = 1,5$, а для фундаментів із $b > 2$ – $m = 1,0$.

Контрольні запитання та завдання до Розділу 10

1. Як визначається осідання шару ґрунту кінцевої потужності при суцільному навантаженні?
2. Що таке «модуль загальної деформації ґрунту»? Як він визначається?
3. Чим відрізняється метод компресії від польового методу визначення модуля загальної деформації ґрунту?
4. Як поділяються конструкції залежно від міцності та жорсткості?
5. Які ознаки характеризують деформації основ під спорудами?
6. Що таке «додатковий тиск» на ґрунт?
7. Яка область ґрунту відноситься до «стискуваної товщі»?
8. Від яких величин залежить величина осідання ґрунту під фундаментом?
9. Порядок розрахунку осідання основ за методом пошарового додавання.
10. Як визначається величина осідання за методом еквівалентного шару?
11. Як визначається кут повороту жорсткого прямокутного фундаменту неглибокого закладання?
12. У чому полягають основні положення фільтраційної консолідації ґрунтів.
13. Які існують особливості будівництва будинків і споруд на просадкових основах.

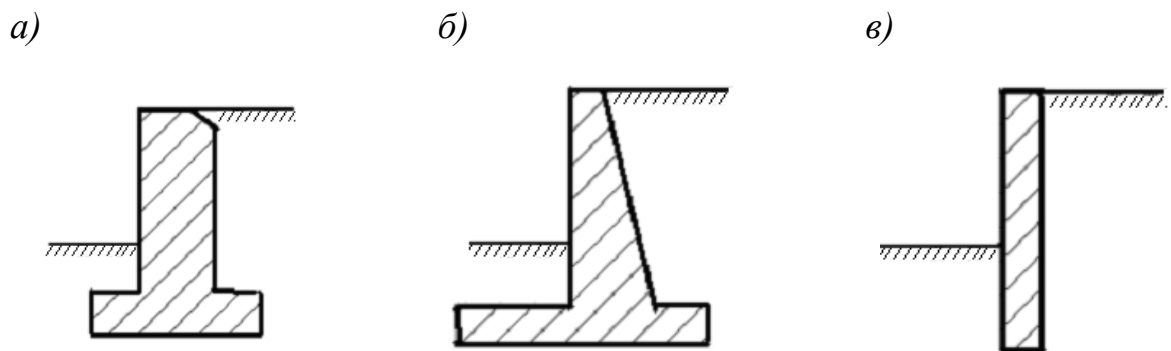
РОЗДІЛ 11. ТИСК ҐРУНТУ НА ПІДПІРНІ СТІНИ

11.1 Основні положення

До огорожуючих відносять конструкції, які призначені для того, щоб утримувати від обвалення ґрунтовий масив, що знаходиться з ними у взаємодії. До них належать підпірні стіни, шпунтові огороження, стіни підвалів і заглиблені частини будівель, стіни підземних споруд і т.і. Найбільш поширеною огорожуючою конструкцією є **підпірна стіна**. Набережні, кріплення котлованів та подібні до них споруди працюють як підпірні стіни. Розрахунок підпірних стін також є надзвичайно важливим з точки зору забезпечення стійкості зсувонебезпечних схилів.

Основними видами розрахунків утримуючих конструкцій є їх розрахунок на перекидання, плоский і глибинний зсув. У даному випадку проблемою є визначення навантаження на утримуючі конструкції з боку ґрунту і навпаки.

Розрізняють **масивні** (або гравітаційні) і **тонкостінні** огорожуючі конструкції (рис. 11.1).



Рисунки 11.1 - Конструкції підпірних стінок: а) масивної, б) тонкостінної, в) тонкостінної, що зацемлена у міцний ґрунт

Стійкість масивних конструкцій забезпечується, в основному, за рахунок їх власної ваги, а тонкостінних – комплексно: за рахунок їх власної ваги, взаємодії з оточуючим ґрунтовим масивом і зацемлення у міцні шари грантової основи.

За характером роботи огорожуючі конструкції поділяють на **жорсткі** та **гнучкі**.

Жорсткі конструкції при взаємодії з ґрунтом практично не деформуються, тому при визначенні сил їх взаємодії з ґрунтом деформації цих конструкцій не приймаються до уваги. Їх виготовляють з монолітного бетону, залізобетону, кам'яної кладки и т.і.

При розрахунку гнучких конструкцій необхідно урахувати їх деформації. Ці конструкції зазвичай виготовляють із залізобетонного, дерев'яного і металевого шпунта, тому іноді їх називають шпунтовими.

Досвід будівництва доводить, що характер взаємодії огорожуючих конструкцій з ґрунтом суттєво залежить від їх переміщень (рис.11.2).

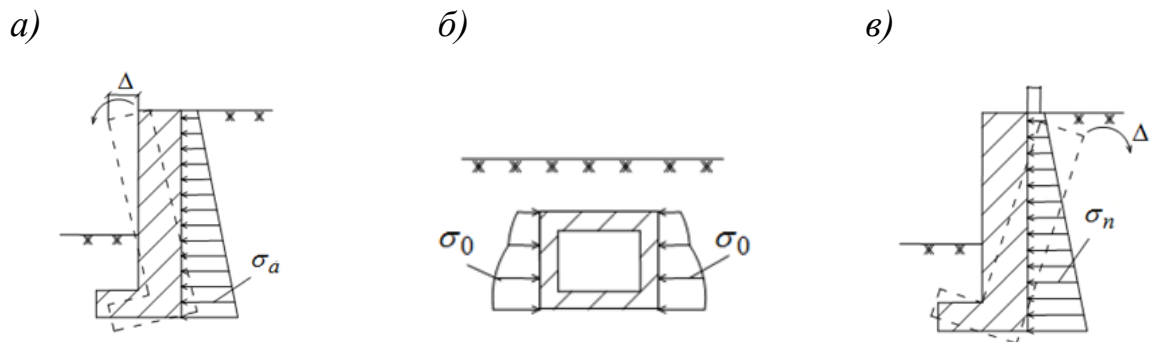


Рисунок 11.2 – Основні види переміщень огорожуючих конструкцій:

а) переміщення під дією ґрунту; б) переміщення дорівнюють нулю; в) ґрунт отримав переміщення в результаті тиску з боку охолоджуючої конструкції.

Стрілками показані переміщення конструкції: а, в – підпірні стіни,

б – заглиблене підземне спорудження (розріз)

Розрізняють три розрахункові схеми взаємодії огорожуючих конструкцій з ґрунтом:

- ✓ конструкція отримала переміщення під дією ґрунту;
- ✓ переміщення конструкції дорівнюють нулю;
- ✓ ґрунт отримав переміщення в результаті тиску з боку огорожуючої конструкції.

У першому випадку тиск, що виникає в результаті взаємодії конструкції з ґрунтом, називають **активним** (σ_a), у другому – **тиском покою** (σ_0), а у третьому – **пасивним** (σ_n).

При інших рівних умовах завжди є справедливим вираз $\sigma_n > \sigma_0 > \sigma_a$.

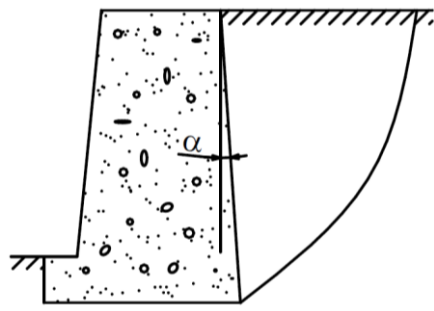
11.2 Основні положення теорії тиску ґрунту на підпiрні стiни

Підпiрні стiни являють собою протяжні конструкції, які працюють в умовах плоского деформованого стану. Їх поперечний переріз являє собою трапецію (рис. 11.3). У залежності від кута α нахилу задньої грані, яка прилягає до ґрунту, підпiрні стiни поділяють на **круті** (рис. 11.3,а) та **пологі** (рис. 11.3,б). При горизонтальній поверхні засипки у піщаних ґрунтах до крутих відносять стiни з кутом до вертикалі

$$\alpha \leq \frac{1}{2} \arcsin \frac{\sin \varphi_0}{\sin \rho} - \frac{\varphi_0}{2},$$

тут θ_0 – кут тертя ґрунту засипки по породній стiнці, ρ – кут внутрішнього тертя ґрунту засипки.

а)



б)

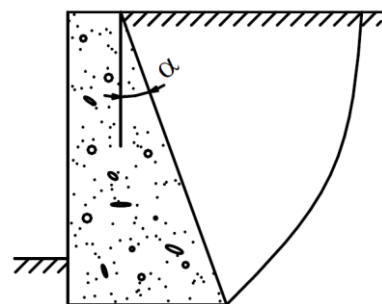


Рисунок 11.3 – Конструктивні особливості крутих (а) та пологих (б) підпiрних стiнок

Розрахунок підпiрних стiн можна виконувати, знаючи величину тиску ґрунту на стiну.

Основні положення теорії тиску ґрунту на підпiрні стiни розробленi Кулоном ще наприкинцi XVIII ст. У подальшому методи розрахунку вдосконалювалися в рiшеннях В.В. Соколовського, С.С. Галушкевича та iнших учених. Вiдповiдно до iснуючих уявлень, робота ґрунту за пiдпiрною стiною виглядає наступним чином. Вiд тиску ґрунту на стiну остання осiдає i змiщується в бiк переднього ребра (рис. 11.4,а).

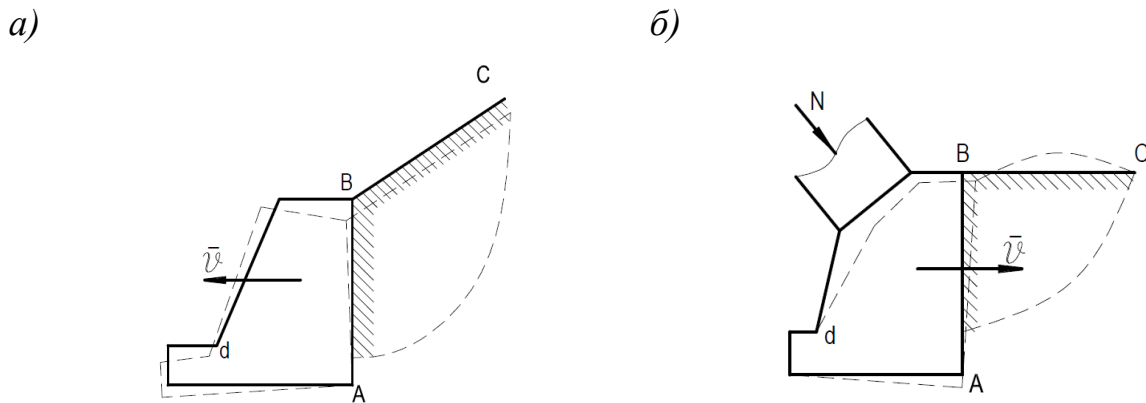


Рисунок 11.4 – Схема тиску ґрунту на пiдпiрну стiну:

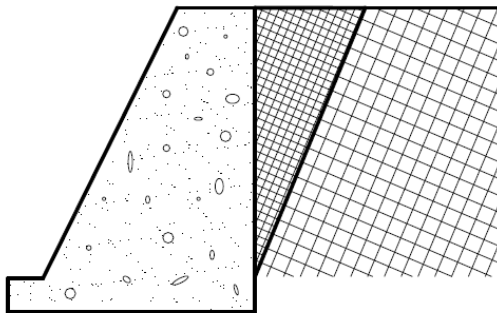
а) активного; б) пасивного

Внаслідок змiщення стiни вiдбудеться осiдання та змiщення ґрунту по поверхнi AC , яка називається **поверхнею ковзання**. Призма ABC сповзаючого ґрунту називається **призмою обвалення**. Якщо пiдпiрна стiна змiститься у напрямку вiд ґрунтового масиву, то говорять про активний тиск ґрунту на пiдпiрну стiну. Якщо ж стiна пiд дiєю зовнiшнього тиску змiститься в бiк ґрунтового масиву (рис. 11.4,б), то ґрунт випиратиме нагору на поверхнi (крива BC). Тиск, який вiдчуватиме при цьому пiдпiрна стiна з боку ґрунту, називається пасивним тиском.

При поворотi пiдпiрної стiни навколо її переднього ребра (т. d) в областi ґрунту, що прилягає до задньої гранi стiни, виникає напружений стан, який вiдповiдає початку фази зсуву та передує утворенню суцiльних поверхонь ковзання. Вiн буде iдентичний напруженому стану в умовах граничної рiвноваги.

Як відзначалося раніше, в області граничної рівноваги виникає дві системи ліній ковзання, спрямованих під кутом $45^\circ - \rho/2$ до напрямку більшого головного напруження σ_1 . Кулон та Ренкін у своїх теоріях виходили з прямолінійності ліній ковзання (рис. 11.5,а). З цієї причини їх рішення є наближеним. Згідно з точним рішенням В.В. Соколовського, обидва сімейства ліній ковзання є криволінійними (рис. 11.5,б).

а)



б)

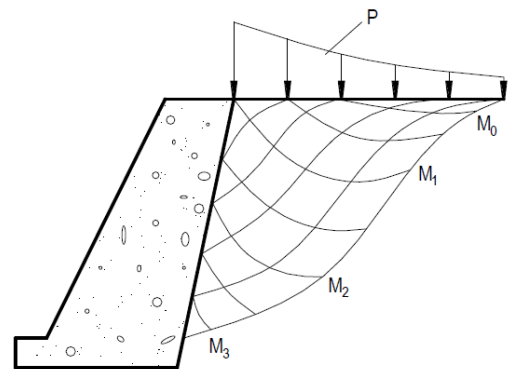


Рисунок 11.5 – Лінії ковзання: а) за Кулоном; б) за В.В. Соколовським

Якщо порівняти величину активного тиску ґрунту на вертикальну жорстку стіну, прораховану різними методами, виходить наступне:

- ✓ за теорією Ренкіна: $P_p = 1,2P_c$;
- ✓ за теорією Кулона: $P_k = 0,98P_c$,

де P_c тиск ґрунту, який відповідає точному рішенняю В.В.

Соколовського.

З порівняння видно, що теорія Кулона дає досить точне значення активного тиску. При визначенні ж пасивного тиску теорія Кулона дає велику похибку: до 17 % при $\rho = 16^\circ$ та до 35% при $\rho = 30^\circ$.

На підставі викладеного вище у практиці розрахунків при визначенні активного тиску сипучих та зв'язних ґрунтів виходять з наступних допущень, прийнятих Кулоном:

- ✓ поверхня ковзання приймається плоскою;

✓ вага призми обвалення відповідає максимальному тискові ґрунту на підпірну стіну.

11.3 Тиск ґрунту на підпірні стіни за Кулоном

11.3.1 Тиск сипучих ґрунтів

Припустимо, що підпірна стіна має безкінечно велику жорсткість, а поверхня засипки є горизонтальною (рис. 11.6). Тоді горизонтальна площадка, виділена в ґрунті з об'ємною масою γ на довільній глибині z від поверхні, відчуватиме стискаюче напруження, яке дорівнює головному напруженню:

$$\sigma_1 = \gamma z. \quad (11.1)$$

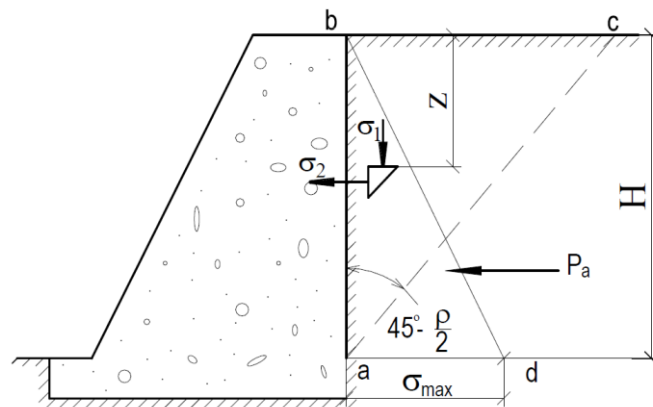


Рисунок 11.6 – Схема тиску ґрунту на підпірну стіну за Кулоном

Для визначення бічного тиску ґрунту σ_2 на підпірну стіну у випадку стану граничної рівноваги, який передуює виникненню суцільних поверхонь ковзання, дійсним є, як було показано вище, наступне співвідношення

$$\sigma_2 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

або, враховуючи (11.1),

$$\sigma_2 = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (11.2)$$

де φ – кут внутрішнього тертя сипучого середовища (ґрунту).

Для пасивного опору аналогічно отримаємо:

$$\sigma_2 = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (11.3)$$

Як впливає з формул (11.2) та (11.3), тиск ґрунту на підпірну стіну змінюється за лінійним законом, при цьому максимальне значення тиску дорівнює:

$$\sigma_2 = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (11.4)$$

Повний активний тиск на стіну чисельно дорівнює площі трикутника ABC :

$$P_a = \frac{\sigma_{2\max} H}{2}$$

або

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (11.5)$$

Для пасивного тиску отримаємо відповідно:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (11.6)$$

Точка прикладання сили активного (пасивного) тиску розташована на відстані $\frac{1}{3}H$ від лінії ad .

Якщо на поверхні ґрунту розташоване суцільне розподілене навантаження q (рис. 11.7), то для визначення величини P_a діють наступним чином:

1. Замінюють навантаження q вагою ґрунту наведеної висоти:

$$h = \frac{q}{\gamma}.$$

2. Роблять графічну побудову, яку зображено на рис.11.7, та обчислюють напруження σ'_2 та $\sigma_{2\max}$ за формулами

$$\begin{aligned} \sigma'_2 &= \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ \sigma_{2\max} &= \gamma (H + h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \end{aligned} \quad (11.7)$$

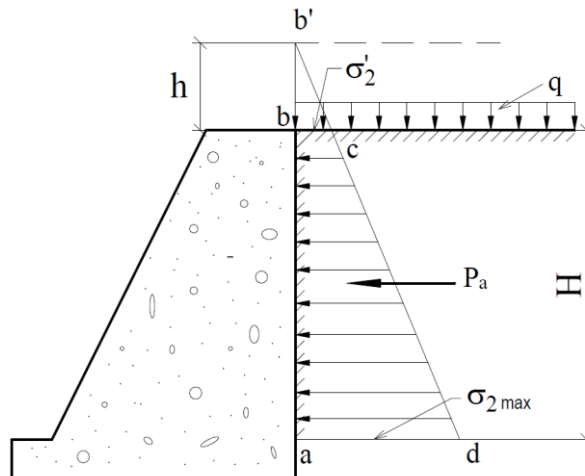


Рисунок 11.7 – Схема до визначення тиску ґрунту на підпірну стіну у випадку додаткового рівномірно розподіленого навантаження

3. Рівнодіюча тиску визначається як площа трапеції $abcd$ за формулою

$$P_a = \frac{\sigma'_2 + \sigma_2}{2} H,$$

або з урахування формули (11.7)

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H (H + h) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (11.8)$$

Точка докладання сили P_a перебуватиме в центрі ваги трапеції $abcd$. При похилій поверхні засипки, похилій (праворуч або ліворуч) до задньої грані стіни, врахуванні тертя ґрунту по стінці та різному характерові зовнішнього навантаження, прикладеного до поверхні засипки, у наведені формули тиску ґрунту на стіну вводять відповідні поправки. Їх характер та шлях визначення залишається таким самим, як і викладений вище.

11.3.2 Тиск зв'язних ґрунтів

Схема до визначення тиску зв'язного ґрунту на підпірну стіну наведена на рис. 11.8. Сили зчеплення ґрунту подамо як результат дії зовнішнього всебічного тиску з інтенсивністю

$$p = \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi},$$

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}, \text{ отримаємо } 1 - \operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{ctg} \varphi}. \quad (11.10)$$

Підставивши (11.10) до (11.9), визначимо, що

$$\sigma_2 = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} \frac{2\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}{\operatorname{ctg} \varphi}.$$

Враховуючи, що $\operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{ctg} \varphi = 1$, отримаємо

$$\sigma_2 = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (9.11)$$

Таким чином, вираз (9.11) складається з двох частин: перша – визначає величину питомого тиску сипучого ґрунту, а друга – величину тиску зв'язності, який зменшує загальний тиск зв'язного ґрунту на підпірну стіну.

Позначивши $\sigma_{\varphi 2} = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ та $\sigma_{c2} = 2c \operatorname{ctg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$, отримаємо величину активного питомого тиску зв'язного ґрунту на підпірну стіну у вигляді $\sigma_{2\alpha} = \sigma_{\varphi 2} - \sigma_{c2}$.

Провівши відповідні обчислювання, можна отримати аналогічну формулу для визначення величини пасивного тиску ґрунту на підпірну стіну

$$\sigma_{2\alpha} = \sigma_{\varphi 2} + \sigma_{c2}. \quad (11.12)$$

На рис. 11.9 показана епюра тиску зв'язного ґрунту на підпірну стіну, звідки маємо, що тиск змінюється від максимального позитивного знизу до від'ємного нагорі стіни, переходячи через нуль.

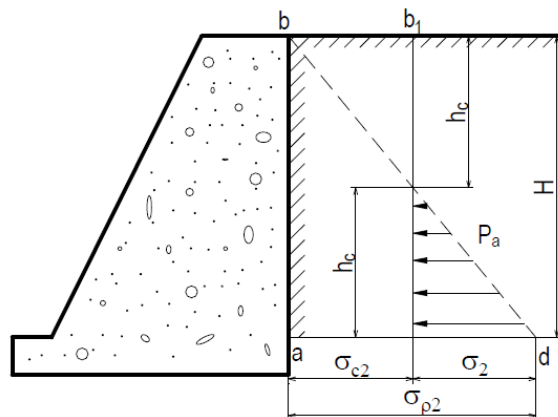


Рисунок 11.9 – Епюра тиску зв'язного ґрунту на підпірну стіну

Якщо в формулі (11.11) прийняти $\sigma_2 = 0$, то отримаємо значення глибини h_c , на якій стіна не зазнаватиме тиску зв'язного ґрунту:

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}. \quad (11.13)$$

Повний активний тиск зв'язного ґрунту дорівнюватиме площі заштрихованого трикутника

$$P_a = \sigma_2 \frac{H - h_c}{2}. \quad (11.14)$$

11.4 Тиск ґрунту на підпірну стіну за В.В. Соколовським

Теорія В.В. Соколовського в наш час є найбільш досконалою з усіх відомих теорій тиску ґрунту на підпірні стіни. Практичне застосування її вимагає досить великих обсягів обчислень та можливе лише із застосуванням спеціальних засобів обчислювальної техніки.

На рис. 11.10 наведена розрахункова схема до визначення тиску ґрунту на похилу задню грань підпірної стіни за наявності горизонтальної засипки ґрунту.

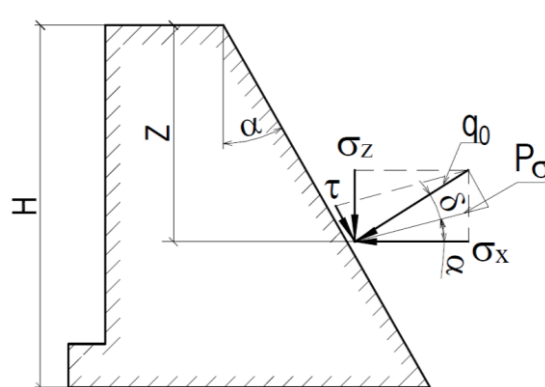


Рисунок 11.10 – Схема для визначення тиску ґрунту на підпірну стіну за В.В. Соколовським

Нормальну σ та дотичну τ , які складають тиск ґрунту у довільній точці на глибині z від поверхні, обчислюють за формулами

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \bar{\sigma} \gamma z \\ \tau &= \bar{\tau} \gamma z \end{aligned} \right\}, \quad (11.15)$$

де σ та τ - коефіцієнти, які визначаються за спеціальними таблицями в залежності від кута нахилу задньої грані α , кута тертя ґрунту по стінці φ_0 та кута внутрішнього тертя ґрунту φ (окремо для крутих та пологих стін).

Повна інтенсивність тиску засипки на глибині z складає

$$q^0 = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} = \gamma z \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} = \gamma z \xi, \quad (11.16)$$

де $\xi = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2}$ – коефіцієнт активного тиску ґрунту на підпірну стіну.

Горизонтальну та вертикальну складові повного тиску вираховують за формулами

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \gamma z \xi_x \\ \tau &= \gamma z \xi_z \end{aligned} \right\}, \quad (11.17)$$

де $\xi_x = \sigma \cos \alpha - \tau \sin \alpha$; $\xi_z = \tau \cos \alpha + \sigma \sin \alpha$.

Щоб привести значення напружень, отримані за формулами (11.16) та (11.17), до вертикальної площини, необхідно розділити їх на $\cos \alpha$, після чого отримаємо

$$\begin{aligned} q &= \frac{q^0}{\cos \alpha} = \gamma z \lambda; \\ q_x &= \frac{\sigma_x}{\cos \alpha} = \gamma z \lambda_x; \\ q_z &= \frac{\tau}{\cos \alpha} = \gamma z \lambda_z, \end{aligned} \quad (11.18)$$

де $\lambda = \frac{\xi}{\cos \alpha}$, $\lambda_x = \frac{\xi_x}{\cos \alpha}$, $\lambda_z = \frac{\xi_z}{\cos \alpha}$.

Рівнодіючі повного тиску на підпірну стіну з висотою H обчислюють за формулами

$$\left. \begin{aligned} P &= \frac{\gamma H^2}{2} \lambda \\ P_x &= \frac{\gamma H^2}{2} \lambda_x \\ P_z &= \frac{\gamma H^2}{2} \lambda_z \end{aligned} \right\}. \quad (11.19)$$

Як відзначалося раніше, при визначенні пасивного тиску ґрунту за теорією Кулона у ряді випадків похибка виявляється досить значною. Визначається величина пасивного тиску ґрунту за тими ж формулами (11.18, 11.19), але з використанням інших таблиць.

Контрольні питання та завдання до Розділу 11

1. Назвіть відомі вам огорожуючі конструкції.
2. Як поділяються огорожуючі конструкції за характером роботи?
3. Які огорожуючі конструкції називають шпунтовими?
4. Які інженерні конструкції називають «підірними стінами»? Яке їх призначення та область застосування?
5. Як розподіляють підірні стіни за кутом нахилу задньої грані?
6. Що таке «поверхня ковзання» та «призма обвалення»?
7. Чим відрізняється «активний» тиск ґрунту на підірну стіну від «пасивного»?
8. Яку форму мають лінії ковзання в області граничної рівноваги за Кулоном, Ренкіним, В.В. Соколовським?
9. Чому дорівнює тиск ґрунту на підірну стіну за Кулоном у випадку відсутності привантаження на поверхні?
10. Як враховується наявність привантаження на поверхні ґрунту при визначенні навантаження на підірну стіну?
11. Як враховується зв'язність ґрунту при визначенні навантаження на підірну стіну?
12. Порядок розрахунку навантаження на підірну стіну за В.В. Соколовським.
13. Наскільки відрізняються розрахунки тиску на підірні стіни за Кулоном, Ренкіним і Соколовським?

РОЗДІЛ 12. СТІЙКІСТЬ ГРУНТОВИХ УКОСІВ І СХИЛІВ

12.1 Основні положення і визначення

Укіс – це штучно утворена поверхня, яка обмежує породний масив, як правило, на відкритих гірничих роботах або в котлованах (рис. 12.1).

Схил – це поверхня, що обмежує ґрунтовий масив природнього походження (річкові долини, балки, яружні утворення тощо).

Поверхня ковзання – це поверхня, по якій відбувається руйнування укосу або схилу.

Крива ковзання – це проєкція поверхні ковзання на вертикальну площину.

Призма зрушення – це ґрунтова маса, яка обмежена поверхнею ковзання і поверхнею укосу або схилу.

При прояві негативних факторів може виникнути руйнування укосу або схилу, втрата його стійкості, і, як наслідок, руйнування будівель і споруд, які розташовані поблизу. При відкритих гірничих роботах однією з основних є проблема оцінки стійкості бортів кар'єрів та відвалів. Вона пов'язана, з одного боку, із забезпеченням безпеки працюючих, а з іншого – з економічною ефективністю видобутку корисної копалини

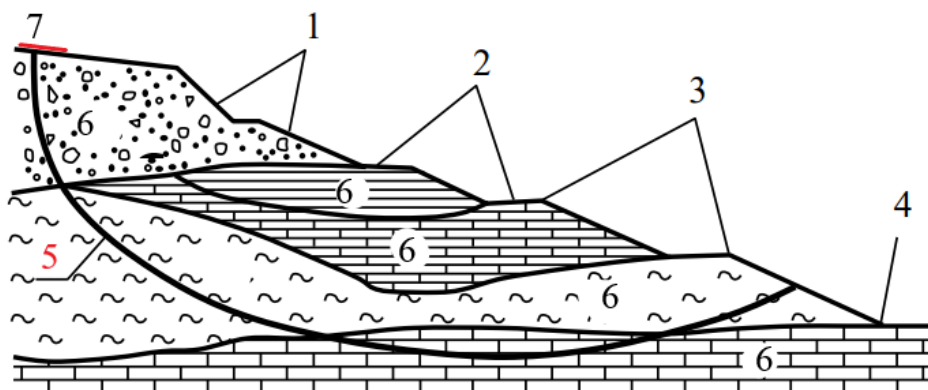


Рисунок 12.1 – Схема ґрунтового укосі і його основні частини: 1 – укіс; 2 – берма; 3 – бровка уступу; 4 – підшва укосі; 5 – крива ковзання; 6 – ґрунтові шари з різними властивостями; 7 – закольна тріщина

Окрім техногенних ґрунтових укосів можуть являти небезпеку й подібні ландшафтні утворення: схили річкових долин, балок, яружних утворень тощо. Особливо актуальною ця проблема є у зсувонебезпечних регіонах та місцях підтоплення підземними водами.

Втрата стійкості укосів і схилів відбувається внаслідок наступних основних причин:

- ✓ улаштування неприпустимо крутого укосу;
- ✓ підрізка схилу, що знаходиться у напружено-деформованому стані, який є близьким до граничного;
- ✓ збільшення зовнішнього навантаження (будівництво споруд на схилі, наявність додаткового важкого обладнання на укосі або поблизу його бровки тощо);
- ✓ змінювання внутрішніх сил (наприклад, збільшення питомої ваги ґрунту внаслідок збільшення його вологості або, навпаки – підважуюча дія води на ґрунти, що складають укіс);
- ✓ помилкове призначення розрахункових характеристик ґрунту;
- ✓ зниження опору ґрунту зсуву внаслідок підвищення його вологості та інших причин;
- ✓ проява гідродинамічного тиску;
- ✓ вплив сейсмічних сил і різного походження динамічних впливів (вибухові роботи, рух транспорту, забивка паль і т. п.).

Розрахунок стійкості укосів і схилів, як правило, полягає у визначенні їх **коефіцієнту стійкості** K_{st} , який повинен перевищувати значення деякої наперед заданої величини $K_{st}^n > 1$. Розрахунок виконують для умов плоскої задачі, тобто для полоси, яка має ширину 1 метр. Зазвичай – це найменш вигідний варіант розрахунку, що забезпечує деякий додатковий запас міцності. У якості розрахункових використовують фізико-механічні властивості основи, які визначають при довірчій ймовірності $\alpha = 0,95$.

Задачі визначення стійкості укосів і схилів можуть бути сформульовані наступним чином.

1. Відомі положення поверхні ковзання, фізико-механічні властивості ґрунтів, що складають укіс, зовнішні навантаженні і впливи, а також рельєф денної поверхні, що обмежує укіс. Треба визначити його коефіцієнт стійкості. Така задача виникає у тому випадку, коли необхідно змінити профіль укосу з метою підвищення його стійкості.

2. Відомі фізико-механічні властивості ґрунтів, зовнішні навантаженні і впливи, а також рельєф денної поверхні, що обмежує укіс. Треба визначити положення його поверхні ковзання. Така задача виникає у тому випадку, коли необхідно визначити безпечну відстань, на якій поблизу укосу можуть бути споруджені будівлі і споруди.

3. Відомі фізико-механічні властивості ґрунтів, зовнішні навантаженні і впливи, а також рельєф денної поверхні, що обмежує укіс. Треба визначити його коефіцієнт стійкості і положення кривої ковзання. Така задача виникає у тому випадку, коли необхідно визначити, чи можливе будівництво будівлі або споруд на укосі або поблизу його.

При розрахунку стійкості укосів використовується велика кількість методів, які можна об'єднати у дві групи: диференціальні і інтегральні методи. Перша група методів полягає у вирішенні системи рівнянь теорії граничної рівноваги, а друга – у визначенні по відповідним правилам зсувних і утримуючих зусиль, які діють на укіс або схил.

12.2 Деякі задачі розрахунку стійкості укосів і схилів

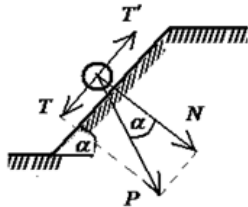
12.2.1 Стійкість укосу, що складається з ідеально сипучого ґрунту.

Розрахункову схему до вирішення задачі наведено на рис. 12.2,а.

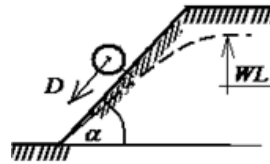
Розкладемо вагу частки P , яка вільно лежить на похилій поверхні укосу, на дві сили: одну, що є паралельною поверхні укосу T , і другу – перпендикулярну його поверхні N . Сила T буде намагатися зсунути частку, а сила $T' = N \cdot \operatorname{tg} \varphi$ –

утримати її. Тут $K_f = \operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт сухого тертя, $T = P \cdot \sin \alpha$, $N = P \cdot \cos \alpha$. Із виразу $T = T'$ знайдемо $P \cdot \sin \alpha = P \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi$, звідки $\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi$ і, відповідно, $\alpha = \varphi$.

а)



б)



в)

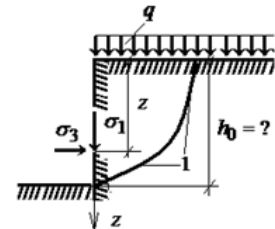


Рисунок 12.2 – До розрахунку стійкості укосів: а) складених ідеально сипучим ґрунтом ($c = 0$ и $\varphi \neq 0$); б) те ж саме, але при наявності фільтраційних сил; в) те ж саме, але для ґрунту, який має питоме зчеплення і внутрішнє тертя ($c \neq 0$ и $\varphi \neq 0$). Тут 1 – крива ковзання

Таким чином, укіс із сипучого ґрунту буде знаходитись у стійкому стані, якщо виконується наступна умова:

$$\alpha \leq \varphi. \quad (12.1)$$

Часто кут $\alpha = \varphi$ називають кутом природнього укосу ґрунту.

12.2.2 Стійкість водонасиченого укосу, що складено з ідеально сипучого ґрунту

Розрахункову схему до вирішення задачі наведено на рис. 12.2,б. Розглянемо одиничний об'єм ґрунту V , у якому n – а частина заповнена водою. Доля сили, що скатує, обумовлена вагою води в порах ґрунту і дорівнює $T_w = \gamma_w \cdot n \cdot \sin \alpha$. Тут γ_w – питома вага води, а n – пористість ґрунту. З урахуванням підважуючої дії води вага одиниці об'єму ґрунту дорівнює $P = V \cdot \gamma_{sb} = 1 \cdot \gamma_{sb} = \gamma_{sb}$,

де γ_{sb} – питома вага ґрунту з урахуванням підважуючої дії води. Тому доля сили, що скатує, обумовленою вагою ґрунту, буде дорівнювати $T_g = P \cdot \sin \alpha = \gamma_{sb} \cdot \sin \alpha$.

При цьому утримуюча сила дорівнює

$$T' = P \cdot \cos \alpha = \gamma_{sb} \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi .$$

З урахуванням того, що сила, яка скатує, дорівнює

$$T = T_w + T_g = \gamma_w \cdot n \cdot \sin \alpha + \gamma_{sb} \cdot \sin \alpha ,$$

отримаємо що $T = T'$, звідки

$$\gamma_w \cdot n \cdot \sin \alpha + \gamma_{sb} \cdot \sin \alpha = \gamma_{sb} \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi .$$

Тобто

$$\alpha = \operatorname{arctg} \left(\frac{\gamma_{sb}}{\gamma_w \cdot n + \gamma_{sb}} \cdot \operatorname{tg} \varphi \right) .$$

Таким чином, стійкість водонасичених укосів забезпечується при умові:

$$\alpha \leq \operatorname{arctg} \left(\frac{\gamma_{sb}}{\gamma_w \cdot n + \gamma_{sb}} \cdot \operatorname{tg} \varphi \right) , \quad (12.2)$$

де α - кут закладення укосу.

12.2.3 Стійкість вертикального укосу, що складений ґрунтом, який включає характеристики питомого зчеплення і внутрішнього тертя

Розрахункову схему до вирішення задачі наведено на рис 12.2в. Для її вирішення скористаємося умовою міцності Кулона–Мора у наступному вигляді:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \leq \sin(\varphi), \\ \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3. \end{array} \right\} \quad (12.3)$$

Із схеми на рисунку (12.2,в) витікає, що $\sigma_1 = \gamma \cdot h_{kp} + q$ і $\sigma_3 = 0$,

де γ – питома вага ґрунту;

h_{kp} – критична, тобто максимально можлива, висота укосу;

q – рівномірно розподілене по поверхні укосу навантаження.

Підставимо σ_1 и σ_3 у рівняння (12.3) і вирішимо отримане таким чином рівняння відносно висоти укосу h . Маємо наступний вираз:

$$h_{кр} = \frac{2 \cdot C \cdot \cos(\varphi)}{\gamma[1 - \sin(\varphi)]} - \frac{q}{\gamma}. \quad (12.4)$$

Якщо припустити в (12.4) $q = 0$, отримаємо формулу для визначення критичної висоти укосу, горизонтальна поверхня якого вільна від навантаження. Припускаючи в (12.4) $\varphi = 0$, отримаємо формулу для визначення критичної висоти укосу, складеного з ідеально зв'язного ґрунту. При виконанні розрахунків за формулою (12.4) слід ураховувати, що у випадку, коли $h_{кр} \leq 0$, критичну висоту укосу слід приймати такою, що дорівнює нулю.

Максимальна висота такого укосу може бути також визначена з умов граничної рівноваги при прямолінійній огинаючої граничних кіл напружень Мора за формулою В.В. Соколовського – І.А. Симвуді.

$$H_{90} = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{ctg} \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right). \quad (12.5)$$

12.2.4 Визначення граничного тиску від розподіленого навантаження на горизонтальну поверхню укосу

Розрахункову схему для вирішення задачі наведено на рис. 12.3. При вирішенні низки інженерних задач виникає необхідність визначення такого навантаження на укіс, при якому весь укіс буде знаходитись в граничному з точки зору міцності стані. У такому випадку відомими є кут закладення укосу α і фізико-механічні характеристики ґрунту c , φ і γ . Маємо визначити епюру вертикального навантаження на поверхні $p_u(x)$, при якому весь масив ґрунтового укосу буде знаходитись у стані граничної рівноваги. Вирішення такої задачі у безрозмірних координатах для безрозмірних параметрів має наступний вигляд:

$$p_u(x) = \bar{\sigma}_z c + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi, \quad (12.6)$$

де $\bar{x} = \frac{x \cdot \gamma}{c}$ – відстань від точки O (див. рис. 12.3) до точки прикладення ординати епюри навантаження, яка розраховується (тут γ – питома вага ґрунту, а $\bar{\sigma}_z$ – безрозмірна величина цієї ординати).

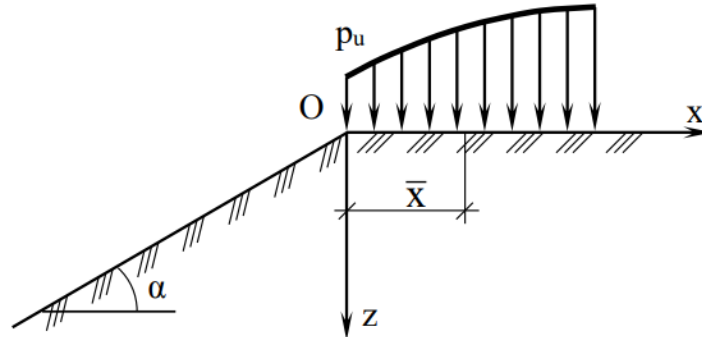


Рисунок 12.3 – Схема до розрахунку стійкості рівномірного укосу

Значення безрозмірних величин $\bar{\sigma}_z$ при різних φ , α і \bar{x} наведені у табл. 12.1.

Розрахунки за формулою (12.6) виконуються наступним чином. Спочатку для заданих на горизонтальній поверхні точок з координатою x розраховують їх безрозмірні координати \bar{x} (див. пояснення до формули (12.6)). Потім по відомим значенням кута внутрішнього тертя φ і кута закладення укосу α для цих точок по табл. 12.1 визначають безрозмірні величин $\bar{\sigma}_z$ після чого за формулою (12.6) розраховують фактичні значення ординат епюри максимально можливого тиску у точці, що розглядається.

Таблиця 12.1 – Значення безрозмірних ординат епюри $\bar{\sigma}_z$

\bar{x}	Значення $\bar{\sigma}_z$ при куті φ , град, який дорівнює											
	10			20			30			40		
	при куті закладення укосу α , град, що дорівнює											
	0	10	0	10	20	10	20	30	10	20	30	40
0	8,34	7,51	14,8	12,7	10,9	24,3	19,6	15,7	55,9	41,4	30,6	22,5
1	9,64	8,26	20,6	16,6	13,1	39,8	28,8	20,3	126	81,1	50,9	31
2	10,8	8,95	25,4	19,9	15	52,9	36,7	24,2	186	115	68,4	38,1
3	11,8	9,59	29,8	23	16,7	65,1	44,1	27,8	243	148	84,9	44,4

Продовження табл. 12.1

\bar{x}	Значення $\bar{\sigma}_z$ при куті φ , град, який дорівнює											
	10			20			30			40		
	при куті закладення укусу α , град, що дорівнює											
	0	10	0	10	20	10	20	30	10	20	30	40
4	12,8	10,2	34	25,8	18,3	76,8	51,2	31,1	299	179	101	50,4
5	13,7	10,8	38	28,7	19,9	88,3	58,1	34,3	354	211	117	56,2
6	14,5	11,3	41,8	31,4	21,4	99,6	65	37,4	409	241	132	61,7

12.2.5 Визначення форми рівностійкого укусу

Рівностійким називають такий укіс криволінійної форми, при якому весь масив ґрунту в межах його контуру знаходиться у стані граничної рівноваги. Для такого випадку задача досліджень формулюється наступним чином. До горизонтальної поверхні ґрунтового укусу, для якого відомі характеристики ґрунту c , φ і, прикладено рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю

$$p_0 = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma \cdot (1 - \sin \varphi)}. \text{ Треба визначити такий контур укусу, при якому вся обмежена їм}$$

ґрунтова товща знаходилась би у граничному стані.

Рішення такої задачі отримано у вигляді графіків, побудованих у безрозмірних координатах \bar{x} і \bar{z} , що відображають форму рівностійкого укусу при заданих значеннях кута внутрішнього тертя φ (рис. 12.5). Тут $\bar{x} = \frac{x \cdot \gamma}{c}$ і

$$\bar{z} = \frac{z \cdot \gamma}{c}, \text{ а } x \text{ і } z - \text{ фактичні координати відповідних точок укусу.}$$

Побудову рівностійкого укусу виконують наступним чином. На рис. 12.5 вибирають криву, яка відповідає заданому значенню φ . Початок координат розміщують на верхній границі укусу. Для низки точок на цій кривій з безрозмірними координатами $\bar{x} = \frac{x \cdot \gamma}{c}$ і $\bar{z} = \frac{z \cdot \gamma}{c}$ по відомим значенням c , γ і φ

за формулами $x = \frac{\bar{x} \cdot c}{\gamma}$ і $z = \frac{\bar{z} \cdot c}{\gamma}$ обчислюють фактичні координати x і z .

Побудована по точкам з координатами x і z крива відповідає формі рівностійкого укосу. Побудований таким чином укіс може нести на горизонтальній поверхні рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю $q = h_{кр} \cdot \gamma$, де $h_{кр}$ – висота критичного укосу, яку розраховано за формулою

$$h_{кр} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos(\varphi)}{\gamma \cdot [1 - \sin(\varphi)]}.$$

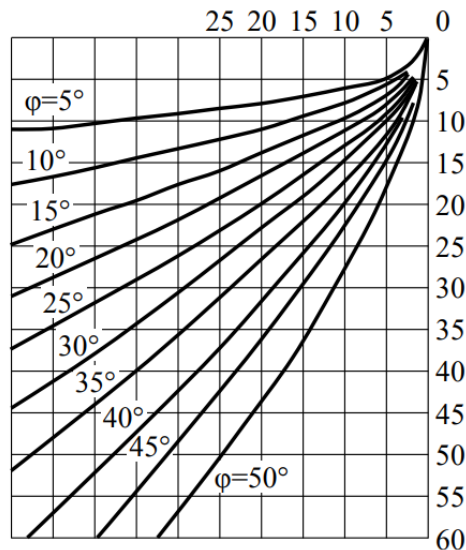


Рисунок 12.5 – До побудови рівностійких укосів

Якщо в процесі розрахунків з використанням розглянутих вище методів необхідно забезпечити деякий запас міцності з коефіцієнтом запасу K_{st}^H , то замість фактичних слід приймати міцностні характеристики ґрунту, які розраховуються по наступним формулам:

$$c^* = \frac{c_I}{K_{st}^H} \text{ і } \varphi^* = \arctg \left[\frac{\operatorname{tg}(\varphi_I)}{K_{st}^H} \right]. \quad (12.7)$$

Тут c_I і φ_I – фактичні значення питомого зчеплення і кута внутрішнього тертя ґрунту.

12.3 Інженерні методи розрахунку стійкості укосів і схилів

Зазвичай на практиці доводиться мати справу з суттєвою неоднорідністю ґрунтових масивів. Крім того, як правило, поверхні ковзання наперед не відомі

(наявність слабких прошарків, поверхні ковзання старих зсувів и т. п.), а їх форма не обов'язково співпадає з тими кривими, що прогнозує теорія граничної рівноваги. При цьому фактичний розподіл навантаження, яке прикладене до поверхні укосів і схилів зазвичай також відрізняється від того, що був отриманий на підставі наведених вище розрахункових формул. Окрім того, на ґрунт, що складає укоси і схили, можуть діяти динамічні (при землетрусах) і гідродинамічні (у випадку водонасичених укосів) сили. Тому в проєктній практиці користуються інженерними методами розрахунків стійкості, які містять різного роду спрощуючі передумови.

Найбільше поширення у проєктній практиці отримали *методи поверхонь ковзання*:

- ✓ круглоциліндричної,
- ✓ ломаної;
- ✓ плоскої.

Методи розрахунку, які ґрунтуються на гіпотезі криволінійної поверхні зсуву, можна поділити на дві групи. До першої належать методи, у яких форма поверхні зсуву визначається в ході розв'язання задачі. Це відомі аналітичні і графоаналітичні розв'язання Г.Л. Фісенка, В.В. Соколовського, в уточненій редакції І.С. Мухіна та О.І. Сраговича, М.М. Маслова, Феленіуса [23]. Методи розрахунку, що були запропоновані К. Петерсоном і К. Терцагі [24], як найбільш поширені, наведено нижче.

У методах другої групи криволінійна форма поверхні приймається заздалегідь, а самий метод зводиться до алгоритму побудови цієї поверхні. Однією з перших у цьому напрямі була робота П. Цимбаревича.

Метод круглоциліндричної поверхні ковзання для розрахунку стійкості укосів і схилів вперше був запропонований К. Петерсоном в 1916 р. У подальшому він отримав розвиток в роботах багатьох вчених, В наш час відомо декілька модифікацій цього методу, наприклад, К. Терцагі, яку і буде розглянуто нижче.

Припускається, що втрата стійкості укосу або схилу (рис. 12.6) може відбутися внаслідок обертання відсіку ґрунтового масиву відносно деякого центру O .

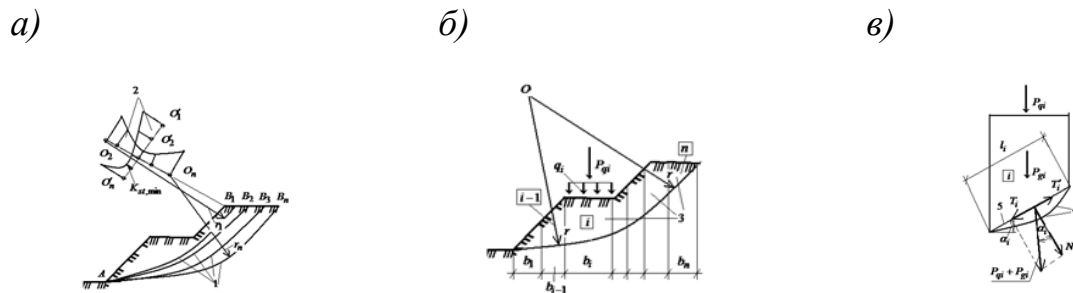


Рисунок 12.6 – До розрахунку стійкості укосу з використанням методу круглоциліндричної поверхні ковзання: а) визначення мінімального коефіцієнту стійкості; б) схема розбивки на відсіки; в) схема визначення сил, що діють в межах i -того відсіку; 1 – поверхня ковзання; 2 – епюри коефіцієнтів стійкості K_{st} ; 3 – відсіки; 4 – дуга кола в основі i -того відсіку; 5 – відповідна їй хорда

Поверхня ковзання у цьому випадку має вигляд дуги кола з радіусом r і центром у точці O . Ґрунтовий масив, який зміщується, розглядається як єдиний недеформований відсік, усі точки якого приймають участь у загальному русі. Коефіцієнт стійкості розраховується за наступною формулою:

$$K_{st} = \frac{M_{st}}{M_{sa}}, \quad (12.8)$$

де M_{st} і M_{sa} відповідно утримуючий і обертаючий відсік моменти відносно центра повороту O .

Оскільки положення центру обертання O і радіус r , що відповідають найбільш небезпечному випадку, початково невідомі, виконується серія розрахунків при різному розташуванні центрів обертання O і величинах радіусу r (рис. 12.6,а). Розрахунки виконують у такій послідовності.

1. Задаються координатами центрів обертання O_1, O_2, \dots, O_n (зазвичай ці центри розташовують на деякій прямій, що, як правило, проходить через

нижню точку укосу) і визначають коефіцієнти стійкості $K_{st,1}, K_{st,2}, \dots, K_{st,n}$, які їм відповідають.

2. Для поверхонь ковзання, що відповідають цим центрам обертання, будують епюру величин цих коефіцієнтів (рис. 12.12,а).

3. Через точку, яка відповідає мінімальному коефіцієнту стійкості $K_{st,i} = K_{st,\min}$ проводять нормаль до прямої, на якій розташовані центри обертання O_1, O_2, \dots, O_n .

4. На цій нормалі задаються новими центрами обертання O'_1, O'_2, \dots, O'_n , визначають коефіцієнти стійкості, що їм відповідають $K'_{st,1}, K'_{st,2}, \dots, K'_{st,n}$ і знову оцінюють мінімальну величину коефіцієнту стійкості.

Цей процес необхідно повторювати до тих пір, поки не буде знайдено найменше з усіх можливих значення коефіцієнту стійкості $K_{st,\min}$. Укіс вважається стійким, якщо виконується наступна вимога:

$$K_{st,\min} \leq K_{st}^H, \quad (12.9)$$

де K_{st}^H - величина нормативного коефіцієнту стійкості.

Порядок визначення коефіцієнту стійкості K_{st} наступний. Для визначення моментів, що входять до формули (12.8), відсік ґрунтового масиву розбивають вертикальними лініями на окремі елементи. Характер розбивки призначають з урахуванням неоднорідностей ґрунту і профіля укосу так, щоб в межах відрізка дуги ковзання основи кожного i -того елемента міцності характеристики ґрунту були би постійними. Обчислюють сили, які діють на кожен елемент відсіку, тобто вагу ґрунту в межах i -того елемента P_{gi} і прикладене до його поверхні зовнішнє навантаження P_{qi} . Суму сил $P_{gi} + P_{qi}$ переносять по лінії їх дії і прикладають до центру підшви основи елемента. Після цього цю суму розкладають на сили: нормальну до підшви i -того елемента $N_i = (P_{gi} + P_{qi}) \cdot \cos \alpha_i$ і паралельну підшви i -того елемента $T_i = (P_{gi} + P_{qi}) \cdot \sin \alpha_i$, і визначають сили, що утримують i -тий відсік.

Момент сил, що зсувають відсік, визначають за формулою

$$M_{sa} = r \cdot \sum_{i=1}^n T_i = r \cdot \sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \cdot \sin \alpha_i,$$

а момент сил, що утримують відсік, за формулою

$$M_{sa} = r \cdot \sum_{i=1}^n T_i = r \cdot \sum_{i=1}^n [(P_{gi} + P_{qi}) \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \cdot l_i].$$

При цьому коефіцієнт стійкості укосу (схилу) визначають за формулою:

$$K_{st} = \frac{M_{st}}{M_{sa}} = \frac{r \cdot \sum_{i=1}^n T'_i}{r \cdot \sum_{i=1}^n T_i} = \frac{r \cdot \sum_{i=1}^n [(P_{gi} + P_{qi}) \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \cdot l_i]}{r \cdot \sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \cdot \sin \alpha_i}, \quad (12.10)$$

де K_{st} – коефіцієнт стійкості;

M_{st} і M_{sa} – відповідно утримуючий і зсуваючий моменти;

$\sum_{i=1}^n T'_i$ і $\sum_{i=1}^n T_i$ – відповідно суми утримуючих і зсуваючих сил;

r – радіус поверхні ковзання (тобто відстань від точки O до поверхні ковзання);

$P_{gi} + P_{qi}$ – сума вертикальних сил – ваги i -того елемента P_{gi} і рівнодіючої зовнішніх сил, що прикладена до його поверхні P_{qi} ;

α_i – кут нахилу подошви i -того елемента до горизонту;

$l_i = \frac{b_i}{\cos(\alpha_i)}$ – довжина подошви i -того елемента;

b_i – ширина i -того елемента;

c_i і φ_i – відповідно питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя по подошві i -того елемента;

N – кількість елементів, на які розбито відсік.

Метод Ю.М. Соловйова ґрунтується на моделі гіпотетичного ґрунту, особливістю якої є припущення про те, що у вертикальних площинах породного масиву відсутні нормальні напруження і, відповідно, між вертикальними блоками, на які умовно розбита призма можливого обвалення, відсутні сили тертя. Задача зводиться до визначення екстремальної поверхні зсування, тобто такої поверхні, вздовж якої опір зсуву буде найменшим. Розрахункову схему

наведено на рис. 12.7. Розглядається умова рівноваги точки m , яка лежить на екстремальній поверхні зсування:

$$dT_i - dF_i = a, \quad (12.11)$$

де a – деяка дуже мала величина.

Визначимо величини, які входять до рівняння (12.11):

$$dT_i = \gamma Z_i \sin \theta_c dx, \quad (12.12)$$

$$dF_i = \gamma Z_i \operatorname{tg} \varphi \cos \theta_c dx + c \frac{dx}{\cos \theta_c}.$$

З урахуванням (10.12) рівняння рівноваги (12.11) набуде вигляду

$$\gamma Z_i (\operatorname{tg} \varphi \cos \theta_c - \sin \theta_c) dx + c \frac{dx}{\cos \theta_c} = a. \quad (12.13)$$

Визначимо кут нахилу поверхні зсування таким чином, щоб величина a була мінімальною ($a \rightarrow \min \theta_c$). Для цього продиференціюємо рівняння (10.13) один раз по перемінній θ_c та прирівняємо одержаний вираз до нуля:

$$\frac{da}{d\theta_c} = -\gamma Z_i (\operatorname{tg} \varphi \sin \theta_c + \cos \theta_c) dx + \frac{\sin \theta_c}{\cos^2 \theta_c} dx = 0. \quad (11.14)$$

Із співвідношення (12.4) отримаємо рівняння екстремальної поверхні зсування.

$$\frac{c}{\gamma Z_i} = (\operatorname{tg} \varphi + \operatorname{ctg} \theta_c) \cos^2 \theta_c. \quad (12.15)$$

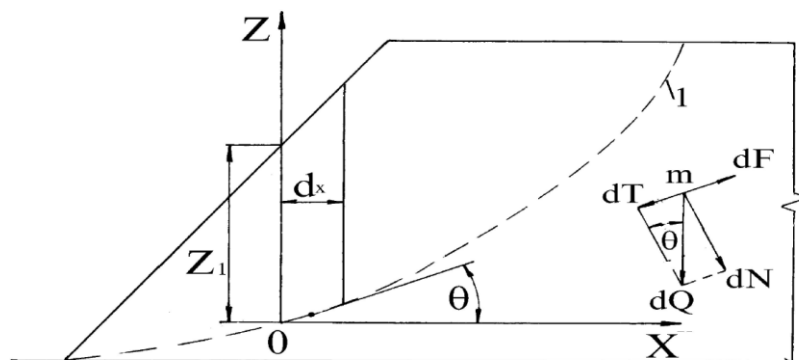


Рисунок 12.7 – Розрахункова схема до визначення екстремальної поверхні зсування

Для побудови поверхні зсування за цим методом, який часто називають методом відсіків, необхідно знати початкове значення Z_i та від точки до точки визначити екстремальне розташування поверхні зсування.

Виконання наведених вище розрахунків «вручну» досить трудомістке, і тому їх зазвичай виконують на *ЕОМ* з використанням відповідних програмних продуктів.

Техніка розрахунку стійкості укосів і схилів з використанням методів ломаної і плоскою поверхонь ковзання ідентична тій, що вкладено вище. Однак у цих випадках поверхня ковзання завжди відома і тому немає необхідності виконувати розрахунки методом послідовного наближення. Детальне викладення техніки розрахунків з використанням цих методів можна знайти в нормативній і спеціальній літературі, наприклад [5].

На завершення є сенс зауважити, що методи круглоциліндричної, ломаної і плоскої поверхонь ковзання дозволяють урахувати дію на укоси і схили динамічних сил (вони виникають, наприклад, при землетрусах) і урахувати наявність підземних вод (у цьому випадку ураховується вплив на стійкість укосів і схилів гідродинамічних сил). Детальне викладення методик урахування на стійкість укосів і схилів перерахованих факторів можна знайти в нормативній і довідковій літературі.

12.4 Інженерні заходи, що спрямовані на підвищення стійкості укосів і схилів

Напруження у ґрунтовому масиві, з якого формується укіс, визначаються власною вагою порід та додатковим привантаженням від ваги машин, будинків та інших об'єктів, розташованих на його борту. При збільшенні крутизни укосу відбувається зростання тангенціальних (зсувних) напружень і при досягненні ними величин, які перевищують граничну межу опору порід зсуву, рівновага укосу втрачається та відбувається його деформування (ковзання) по деякій поверхні ковзання.

При збільшенні висоти уступу для збереження його стійкості зменшують кут нахилу укосу. У природних умовах на висоту та кут залягання уступу впливають міцність порід, ступінь їх тріщинуватості та шаруватості, розташування площин тріщин та шаруватості у просторі, а також відносно укосу, режим ґрунтових вод, технологічні фактори тощо.

Тому для оцінки ступеню стійкості вже існуючих укосів, а також розрахунку кутів закладання укосів, які проектуються, необхідно виконати певний обсяг інженерно-геологічних досліджень. Попри складний та неоднорідний характер породного середовища та відому похибку при отриманні розрахункових даних вважається за можливе розрахувати елементи укосу з допустимими похибками.

Для підвищення стійкості укосів і схилів зазвичай використовують наступні інженерні заходи:

- ✓ виположування або створення уступного профілю з утворенням горизонтальних площадок (берм);
- ✓ пригрузка підшві у нижній частині укосу (схилу) або улаштування підпірної стінки (цей метод ефективний при відносно невеликій висоті укосу);
- ✓ закріплення поверхні укосу дерном, вимощення камінням, укладкою бетонних або залізобетонних плит;
- ✓ регулювання гідрогеологічного режиму укосу або схилу шляхом улаштування нагорних каналів і відведення води з берм (так відбувається відвід поверхневих вод), а також шляхом улаштування дренажних систем (у тому числі підземних) з відведенням води у спеціальну водостічну мережу;
- ✓ закріплення укосу з використанням забивних або набивних паль, вертикальних шахт і горизонтальних штолен, заповнених бетоном (ці конструкції обов'язково заглиблюють у підстилаючі нерухомі частини масиву);
- ✓ використання ґрунтових анкерів зазвичай в комплексі з підпірними стінками або пальовими утримуючими конструкціями).

Необхідно відзначити, всі перераховані вище заходи є витратними і трудомісткими. Тому їх використовують тільки при належному техніко-економічному обґрунтуванні і ретельному аналізі інженерно-геологічної і гідрогеологічної ситуації. Методи розрахунків і проектування утримуючих конструкцій і протизсувні заходи детально розглядаються у спеціальній літературі.

Контрольні запитання та завдання до Розділу 12

1. Як утворюються ґрунтові укоси?
2. Чим відрізняється ґрунтовий укос від ґрунтового схилу?
3. Назвіть основні структурні елементи ґрунтового укосу (схилу)
4. Що таке поверхня ковзання і чим вона відрізняється від кривої ковзання?
5. Від чого залежить стійкість ґрунтового укосу? Які фактори впливають на його стійкість?
6. Які існують два підходи до оцінки стійкості ґрунтових укосів і схилів?
7. На які дві групи поділяються методи розрахунку укосів, що ґрунтуються на гіпотезі криволінійної поверхні зсування?
8. Викладіть послідовність розрахунку ґрунтового укосу за методикою К. Терцагі.
9. Наведіть послідовність розрахунку параметрів ґрунтового укосу за методом Ю.М. Соловйова.
10. Які інженерні заходи існують для забезпечення стійкості ґрунтових укосів?

РОЗДІЛ 13. ЧИСЛОВІ МЕТОДИ У МЕХАНІЦІ ГРУНТІВ

13.1 Класифікація методів вирішення задач у механіці ґрунтів

Достатньо умовно всі методи вирішення інженерних задач у механіці ґрунтів можна розділити на дві групи: **аналітичні**, які дозволяють у той чи інший спосіб отримати точні або наближені рішення для простих розрахункових схем, і **числові**, які дозволяють отримати наближені рішення для складних розрахункових схем.

1. **Аналітичні методи** полягають у використанні замкнутих рішень, отриманих внаслідок постановки і рішення конкретних задач для простих розрахункових схем, які було наведено у попередніх розділах. Це, наприклад, задача Буссінеска, що дозволяє отримати напруження і деформації в ґрунтових основах від дії зосередженої сили, яку прикладено до поверхні напівпростору, складеного однорідною ґрунтовою масою, задача Ламе для знаходження поля напружень навколо круглої виробки, закладеної у однорідному ґрунтовому середовищу, оцінка стійкості однорідного за мінералогічним складом ґрунтового укосу або схилу і т. п. Рішення таких задач часто використовують у якості тестових для перевірки можливості використання і налаштування тих чи інших числових методів. Перевагами аналітичних методів є їх простота і доступність, а недоліками – дуже обмежене коло інженерних задач, які вирішуються за їх допомогою.

До цієї групи слід віднести також **графоаналітичні, табличні, емпіричні і напівемпіричні** методи.

Графоаналітичні методи мають такі ж самі переваги і недоліки, які притаманні аналітичним методам, тобто вони простоті і доступні у використанні, а недоліками є обмежене коло задач, які вирішуються з їх допомогою, а також низька точність розрахунків, яка визначається доступними при виконанні графічних побудов кутами, масштабами і товщиною ліній на схемах. Типовим представником цієї групи є метод Кульмана.

Табличні методи мають ті ж самі переваги і недоліки, які притаманні аналітичним методам. До цієї групи належать, наприклад, методи В.В. Соколовського, М.Н. Гольдштейна, Терцагі, Гинзбурга Л. К. і багато інших.

Емпіричні і напівемпіричні методи – це більшість викладених в державних будівельних нормах методик розрахунків. До них відносяться, наприклад, метод пошарового додавання при розрахунку осадок основ фундаментів, метод визначення коефіцієнту стійкості укосів і схилів і т.і.

Перевагами цієї групи методів є їх простота і доступність, взаємозв'язок з даними експериментальних випробувань, зрозумілі межі використання параметрів, які входять до формул, відповідність результатів розрахунків експериментальним натурним даним.

Недоліками ж є те, що коло задач, які вирішуються цими методами, є достатньо вузьким при недостатній для вирішення практичних задач деталіровки розрахункових схем.

Числові методи базуються на принципах механіки суцільного середовища або твердого деформованого тіла. В наш час методи цієї групи, що реалізовані у відповідних програмних продуктах, отримали широке розповсюдження. Причина, за якої методи цієї групи отримали велике розповсюдження, полягає у наступному.

Розв'язання задач про напружено-деформований стан основ, підпірних стін, укосів або схилів тощо з використанням рівнянь теорії пружності або сипучого середовища у механіці ґрунтів обмежене порівняно невеликим колом розглянутих вище розрахункових схем, для яких можливо отримати рішення у замкнутому вигляді, тобто у вигляді кінцевих рівнянь. Наприклад, вирішення плоскої задачі про розподіл напружень у ґрунті, що має форму укосу (рис. 13.1), без суттєвих обмежень неможливо виконати аналітичними методами. Особливо задачі ускладнюються, якщо ґрунтове середовище розглядається як неоднорідне, шарувате або таке, що містить включення з іншими фізико-механічними властивостями.

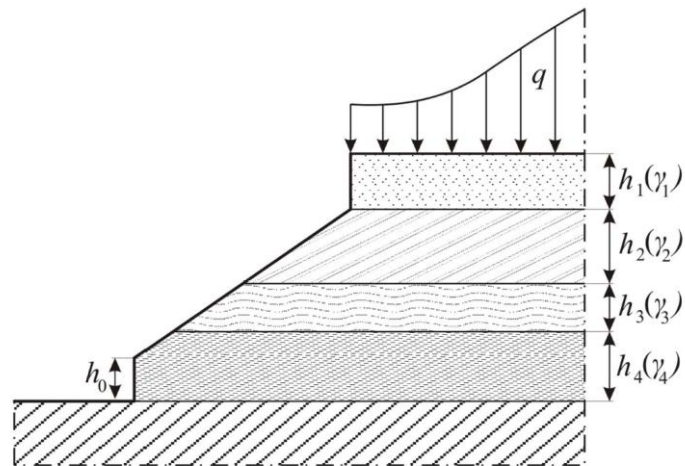


Рисунок 13.1 – Розрахункова схема до оцінки напружено-деформованого стану шаруватого ґрунтового укосу

Одержати рішення задачі про розподіл напружень і деформацій методами, розглянутими вище, для наведеної області, навіть у припущенні, що середовище деформується тільки пружно, не є можливим. В інженерній практиці для врахування вказаних вище факторів, які неможливо ввести в розрахункову схему, використовують різні коефіцієнти, отримані, як правило, емпіричним шляхом на основі узагальнення натурних спостережень або даних лабораторних випробувань. Однак, використання емпіричних коефіцієнтів, що «підправляють» аналітичне рішення, обмежене тими конкретними умовами, у яких проводилися спостереження або виконувався експеримент. Такий підхід приводить до ефекту «накопичення помилок»: проектувальник приймає значення потрібних йому коефіцієнтів з деякого діапазону (іноді досить широкого), не маючи достатньої підстави для вибору саме цих значень. Чим більше коефіцієнтів потрібно ввести, тим більшою є імовірність того, що отримана в результаті величина відхиляється від свого дійсного значення.

Більш точне рішення поставленої задачі можна одержати, якщо розрахункова схема і метод рішення дозволяють початково врахувати фактори, що цікавлять дослідника. Широкі можливості відкривають у цьому плані так називані числові методи рішення, запозичені з механіки твердого деформованого тіла. Найбільш ефективні з них – **метод скінчених елементів, метод граничних**

елементів та метод дискретних елементів, який має фізичні передумови, що суттєво відрізняються від двох попередніх. Інтенсивний їхній розвиток і застосування в практиці інженерних розрахунків стали можливими з розвитком і доступністю обчислювальної техніки. В останні два десятиліття завдяки застосуванню цих методів істотно розширився клас задач, що розв'язуються у геотехніці і геомеханіці.

Оскільки ці методи є основними при вирішенні задач механіки ґрунтів, то нижче вони будуть розглянуті більш детально.

13.2 Метод скінчених елементів

Ідею методу скінчених елементів (МСЕ) запозичено з будівельної механіки. В залежності від невідомих, що визначаються, розрізняють три його основні форми: - у формі **методу переміщень**; - у формі **методу сил**; - у формі **змішаного методу**. У першому випадку невідомими є переміщення, у другому – сили, у третьому – сили і переміщення. Найбільш поширеним є варіант МСЕ у формі методу переміщень. Розглянемо його сутність на прикладі вивчення напружень і деформацій навколо підземної виробки прямокутної форми, наприклад, колектору неглибокого закладення.

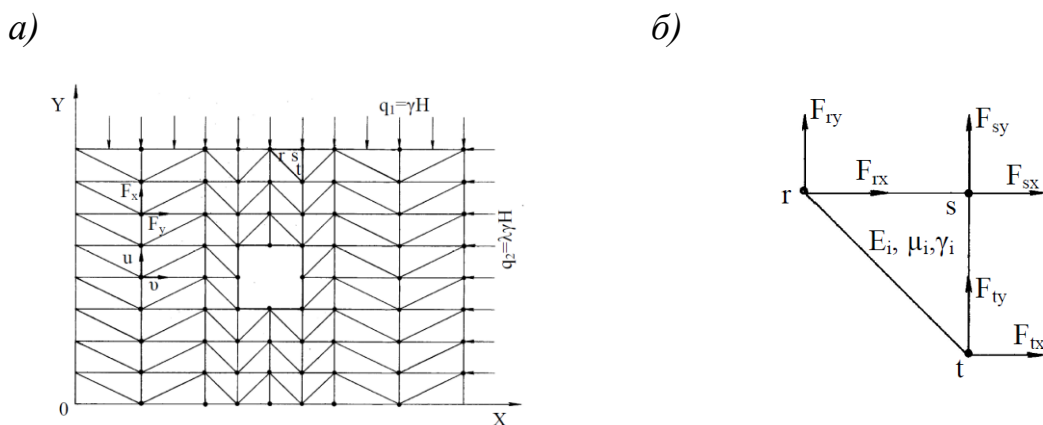


Рисунок 13.2 – Скінчено-елементна апроксимація досліджуваної області (а) і її довільний i -ий елемент (б)

З нескінченного масиву, що оточує, наприклад, колектор – підземну виробку неглибокого залягання, виділяється деяка область, що цікавить дослідника (рис. 13.2,а). Дія відкинutoї частини масиву замінюється зусиллями, що прикладаються на границі області:

$$\sigma_y = -\gamma H ; \quad \sigma_x = -\lambda\gamma H ,$$

де λ - коефіцієнт бокового розпору

Уся досліджувана область поділяється на підобласті, які досить малі, щоб вважати всередині їхнє середовище однорідним й ізотропним (рис. 13.2,б). Тому фізико-механічні властивості середовища в кожній з підобластей описуються постійними фізико-механічними характеристиками: модуль пружності - E , коефіцієнт Пуассона - μ , питома вага - γ . Ці підобласті **називаються скінченими елементами**. Вони взаємодіють один з одним у вузлах через **вузлові сили** - F і **вузлові переміщення** - δ . У такому виді досліджувана область подібна деякій стрижневій системі. Надаючи одному вузлу зусилля або переміщення, одержимо відгук у всій системі, у кожному з її вузлів.

Основна ідея методу полягає у тому, що переміщення внутрішніх точок кожного елемента (вектор $\vec{\delta}$ з компонентами (проекціями) $\{\delta\} = \{U, V\}$ зв'язуються з переміщеннями вузлів (вектором $\vec{\delta}_e$ з компонентами $\{\delta\}_e = \{\delta_r, \delta_s, \delta_t\} = \{U_r, V_r, U_s, V_s, U_t, V_t\}$), див. рис. 13.2,а,б. Цей зв'язок виражається деякою функцією, що називається *функцією форми*:

$$\{\delta\}_y = \Phi \{\delta\}_e . \quad (13.1)$$

Її треба добрати таким чином, щоб задовольнити граничні умови на контурі елемента і дотриматись умови нерозривності деформацій. Простіше всього можна одержати цю функцію для скінченого елемента трикутної форми. Саме тому найчастіше, але не завжди, досліджувану область розбивають на скінчені елементи трикутної форми.

Компоненти вектору переміщень довільної внутрішньої точки (рис. 13.3) зв'язують з компонентами вектора переміщення вузлів наступним чином (докладний висновок опускаємо):

$$\begin{aligned}
 u_e &= \frac{1}{2S} [(a_r + b_r x + c_r y)u_r + (a_s + b_s x + c_s y)u_s + (a_t + b_t x + c_t y)u_t], \\
 v_e &= \frac{1}{2S} [(a_r + b_r x + c_r y)v_r + (a_s + b_s x + c_s y)v_s + (a_t + b_t x + c_t y)v_t],
 \end{aligned}
 \tag{13.2}$$

де

$$\begin{aligned}
 a_r &= X_s Y_t - X_t Y_s, & b_r &= Y_s - Y_t, & c_r &= X_t - X_s, \\
 a_s &= X_t Y_r - X_r Y_t, & b_s &= Y_t - Y_r, & c_s &= X_r - X_t, \\
 a_t &= X_r Y_s - X_s Y_r, & b_t &= Y_r - Y_s, & c_t &= X_s - X_r.
 \end{aligned}$$

Тут $X_s, Y_s, X_t, Y_t, X_r, Y_r$ - координати вузлів елементів, S - площа трикутного елемента, обумовлена наступною матрицею:

$$S = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 & X_r & Y_r \\ 1 & X_s & Y_s \\ 1 & X_t & Y_t \end{bmatrix}.$$

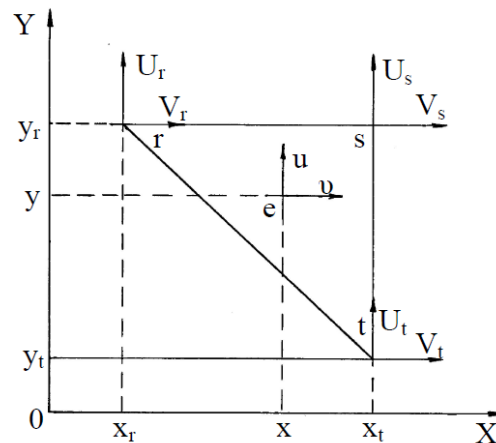


Рисунок 13.3 – До визначення вектору переміщень довільної внутрішньої точки елемента

Оскільки маємо справу з векторними величинами, усі співвідношення і далі зручно записати в матричній формі. З вектором переміщень зв'язують вектор деформацій:

$$\{\varepsilon\} = B\{\delta\}_e, \tag{13.3}$$

де B – координатна матриця. Вона визначається у такий спосіб:

$$B = \frac{2}{2S} \begin{bmatrix} b_r & 0 & b_s & 0 & b_t & 0 \\ 0 & c_r & 0 & c_s & 0 & c_t \\ c_r & b_r & c_s & b_s & c_t & b_t \end{bmatrix}. \quad (13.4)$$

Далі, використовуючи матрицю пружності

$$D = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{bmatrix} 1-\mu & \mu & 0 \\ \mu & 1-\mu & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\mu)/2 \end{bmatrix}, \quad (13.5)$$

переходять до напружень:

$$\{\delta\} = D\{\varepsilon\} = DB^t\{\delta\}_e, \quad (13.6)$$

де B^t - транспонована матриця B . Останнє рівняння – це не що інше, як закон Гука в матричному вигляді.

Поставлена задача буде вирішена, якщо будуть відомі переміщення вузлів під дією прикладеного навантаження. А вони, як правило, пов'язані з зусиллями у вузлах, тобто з вектором $\{F\}_e$. Цей зв'язок впливає з умови: **робота вузлових сил по переміщенню вузлів повинна дорівнювати роботі внутрішніх сил**, тобто напружень. Для трикутного елемента ця умова дає рівняння:

$$\{F\}_e = [k]_e \{\delta\}_e. \quad (13.7)$$

Тут $[k]_e$ - так називана **матриця жорсткості** елемента, яку складено у такий спосіб:

$$[k]_e = \frac{h}{2S} B^t D B. \quad (13.8)$$

На цьому підготовча робота закінчується.

Найголовнішим етапом створення скінчено-елементної моделі є побудова для всієї системи **узагальненої матриці жорсткості**, до якої входять жорсткості кожного елемента. При цьому всі зовнішні навантаження приводяться до вузлових сил. Наприклад, на рис. 13.4 показано, як масова сила P , що діє в центрі ваги елемента, а також розподілене зовнішнє навантаження q приводяться до системи вузлових сил.

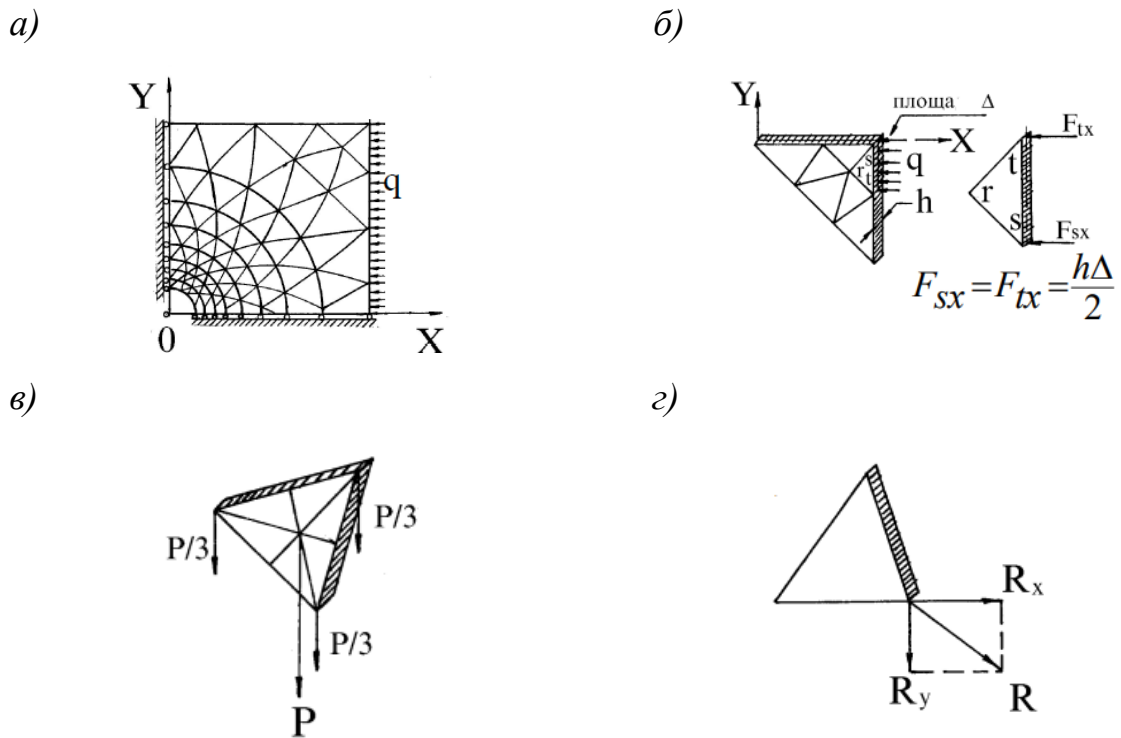


Рисунок 13.4 – Приклади приведення навантажень до статистично еквівалентної системи вузлових сил: а) – розподілене навантаження, що діє на досліджувану область; б) – заміна розподіленого навантаження q вузловими силами F_{tx} і F_{sx} ; в) – розкладання сили ваги P на систему вузлових сил; г) – розкладання вузлової сили R на складові R_x і R_y

Для лінійних задач теорії пружності справедливий принцип суперпозиції. З безлічі векторів $\{F\}_e$ і $\{\delta\}_e$ формується узагальнений вектор сил $\{F\}$ і вектор переміщень вузлів $\{U\}$, що зв'язані між собою рівнянням:

$$\{F\} = K\{U\}. \quad (13.9)$$

Тут K – узагальнена матриця жорсткості системи, елементами якої є матриці жорсткості кожного скінченного елемента:

$$K = \begin{bmatrix} \sum_{e=1}^m k_{1,1}^{(e)} & \sum_{e=1}^m k_{1,2}^{(e)} & \dots & \sum_{e=1}^m k_{1,j}^{(e)} & \dots & \sum_{e=1}^m k_{1,2n}^{(e)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \sum_{e=1}^m k_{i,1}^{(e)} & \sum_{e=1}^m k_{i,2}^{(e)} & \dots & \sum_{e=1}^m k_{i,j}^{(e)} & \dots & \sum_{e=1}^m k_{i,2n}^{(e)} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \sum_{e=1}^m k_{2n,1}^{(e)} & \sum_{e=1}^m k_{2n,2}^{(e)} & \dots & \sum_{e=1}^m k_{2n,j}^{(e)} & \dots & \sum_{e=1}^m k_{2n,2n}^{(e)} \end{bmatrix}.$$

Принцип її побудови докладно доведений.

Це рівняння, записане в матричній формі, являє собою систему лінійних рівнянь:

$$\begin{aligned} U_1 K_{11} + V_1 K_{12} + U_2 K_{13} + V_2 K_{14} + \dots + U_{2n} K_{1,2n-1} + V_{2n} K_{1,2n} &= F_{x1} \\ U_1 K_{21} + V_1 K_{22} + U_2 K_{23} + V_2 K_{24} + \dots + U_{2n} K_{2,2n-1} + V_{2n} K_{2,2n} &= F_{y1} \\ \dots & \dots \\ \dots & \dots \\ U_1 K_{2n-1,2} + V_1 K_{2n-1,2} + U_2 K_{2n-1,3} + V_2 K_{2n-1,4} + \dots + U_{2n} K_{2n-1,2n-1} + V_{2n} K_{2n-1,2n} &= F_{xn} \\ U_1 K_{2n1} + V_1 K_{2n,2} + U_2 K_{2n,3} + V_2 K_{2n,4} + \dots + U_{2n} K_{2n,2n-1} + V_{2n} K_{2n,2n} &= F_{yn} \end{aligned} \quad . \quad (13.10)$$

Невідомими тут є переміщення вузлів скінчено-елементної сітки $\{U\}$. Узагальнений вектор сил $\{F\}$ – це стовпець вільних членів у системі рівнянь. Коефіцієнти при невідомих – елементи матриці жорсткості, що містять координати вузлів і пружні константи. Якщо область розбита на m елементів, що з'єднуються між собою в n вузлах, то отримаємо систему $2n$ рівнянь відносно $2n$ невідомих переміщень. Цю систему можна розв'язати одним з відомих методів, наприклад, Гауса, Зейделя й ін.

Визначивши в результаті рішення для кожного вузла компонента вектора переміщень, через координатну матрицю B переходимо до деформацій у центрі ваги скінченого елемента $\{\varepsilon\}$, а від деформацій через матрицю пружності D до напружень $\{\sigma\}$. Таким чином, поставлену задачу розв'язано. У центрі кожного

елемента отримані значення повного тензора напружень, деформацій, переміщень.

Для того, щоб одержати досить точний розподіл напружень поблизу виробки, скінчені елементи потрібно робити дрібними, ніж у зовнішньої границі, отже, їх буде багато. Для кожного елемента потрібно сформувати свою матрицю жорсткості, що потім зливаються в загальну матрицю жорсткості, тобто потрібно формувати великі масиви чисел. Для цього необхідний великий обсяг оперативної пам'яті ПЕОМ.

На рис. 13.5,а показана розрахункова схема і сітка для рішення тестової задачі з метою порівняння чисельного рішення і точного, аналітичного.

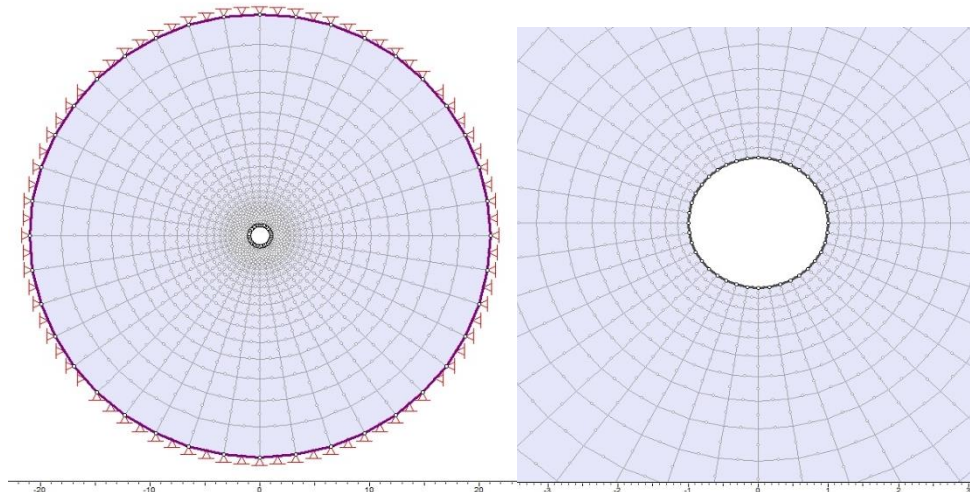


Рисунок 13.5 – Розрахункова схема і скінчено-елементна сітка для визначення напружень навколо циліндричної виробки

Тестовою є задача Ламе для визначення напружень у товстостінній трубі, яка заходиться під дією рівномірно розподіленого зовнішнього тиску. Для такої симетричної задачі, яка розглядається у полярних координатах, досить розглянути чверть області, закріпивши жорстко лінії симетрії. Сітку зображено зі згущенням елементів у міру наближення до внутрішньої приконтурної області.

Отримане числове рішення щодо компонентів напружень порівнюють з точним (аналітичним), яке визначається наступними формулами [5].

$$\sigma_r = \gamma H \left(1 - \frac{1}{r^2}\right),$$

$$\sigma_\theta = \gamma H \left(1 + \frac{1}{r^2}\right).$$

Тут σ_r і σ_θ , відповідно, тангенціальний і радіальний компоненти поля напружень у задачі Ламе.

У числовому рішенні початкове поле напружень прийнято таким, що дорівнює: $\sigma_x = \sigma_y = \gamma H = 30 \text{ Мпа}$. Діаметр виробки складає 2 м. Головні напруження σ_1 , які для вісесиметричної задачі співпадають з тангенціальними напруженнями σ_θ , представлені на рис. 13.6 у кольоровій гаммі.

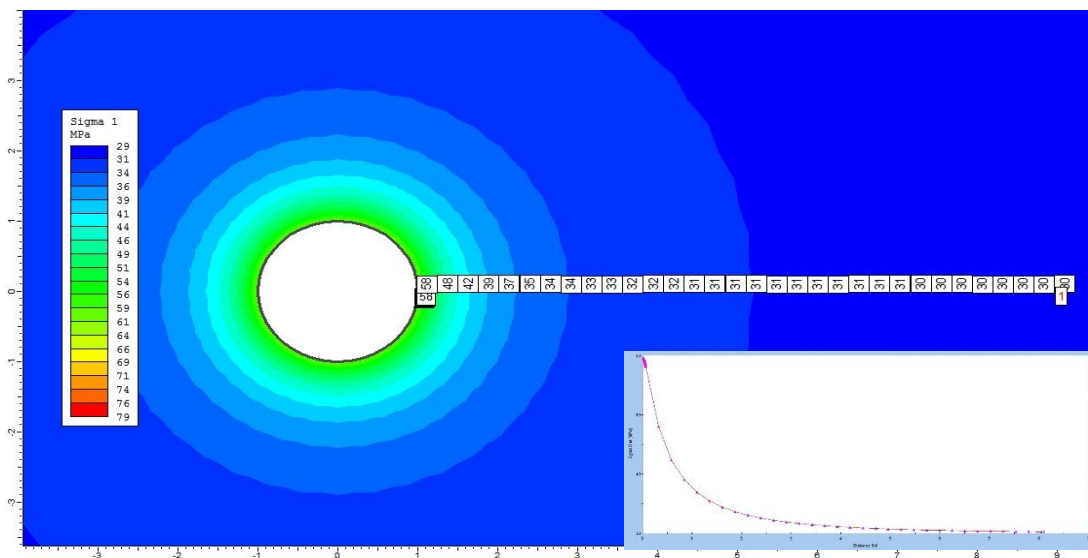


Рисунок 13.6 – Розподіл напружень σ_1 навколо протяжної круглої виробки (колектор)

Вдовж горизонтальної вісі виведені числові значення напружень, які на додатковому фрагменті рис. 13.6 наведені у вигляді графіка і якісно повністю відповідають точному рішенню: мають максимум на контурі виробки, який дорівнює $2\gamma H$ (в даному прикладі $2\gamma H = 60 \text{ Мпа}$), і плавно зменшуються до величини γH (30 Мпа) з віддаленням від контуру виробки. Числові значення у числовому і точному рішеннях співпадають з погрішністю, яка менша за 2 %.

Із суті методу випливають його величезні можливості для математичного моделювання різних неоднорідностей. По суті, для кожного елемента можна

задати свої властивості, але тільки пружні. Зокрема, легко моделюється шаруватість. Можна імітувати зону зруйнованих порід, задавши відповідні (менші) значення модуля пружності, чи навпаки, врахувати наявність деяких більших елементів з іншими фізико-механічними властивостями. Наприклад, на рис. 13.6 показаний розподіл напружень у породному масиві навколо підземної виробки неглибокого закладення (колектор) з анкерним кріпленням. Металеві анкери моделювалися шляхом введення елементів з модулем пружності і коефіцієнтом Пуассона, що дорівнюють відповідним характеристикам сталі, і завданням особливих граничних умов.

Відомі ліцензовані програмні продукти, що реалізують МСЕ для різних задач механіки. Вони мають широкі можливості і потужний інтерфейс. Одну з таких обчислювальних програм, що реалізує МСЕ для задач геомеханіки, наведено у відомій монографії Б.А. Фадєєва і Б.З. Амусина.

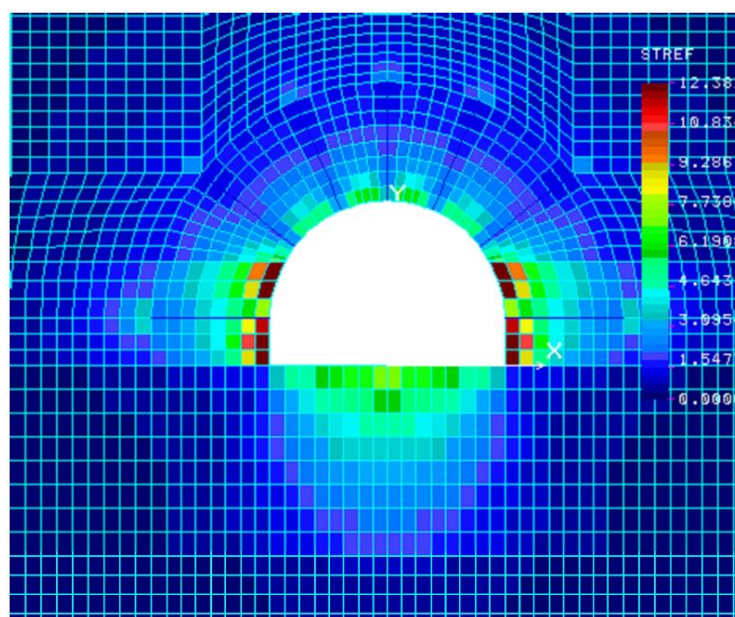


Рисунок 13.6 – Картина розподілу величини σ_e/R_c навколо колектора при установці 7 анкерів

На цей час в наукових дослідженнях використовуються ліцензійні програмні продукти, які створені різними компаніями, що реалізують МСЕ для різноманітних задач механіки. Вони мають широкі можливості і потужний інтерфейс (ANSYS, NASTRAN, ABAQUS, SCAD, Robot Millenium, MicroFE,

Phase 3, «Ліра» та ін.). У Національному технічному університеті «Дніпровська політехніка» розроблено і власні версії обчислювальних програм навчального і дослідницького плану. На цей час на їхній основі отримано багато рішень різних задач у галузі геотехніки і геомеханіки. Причому, не тільки в пружній постановці і не тільки для двовимірної (плоскої) області.

Метод скінчених елементів дозволяє моделювати напружено-деформований стан природних схилів і штучних укосів, основ фундаментів, навколо виробок довільного поперечного перерізу, чого не можна досягти за допомогою аналітичних рішень. Із сутності методу витікають його величезні можливості для математичного моделювання різного роду неоднорідностей. По суті, для кожного елемента можна задати свої фізико-механічні властивості. Так, наприклад, легко моделюється шаруватість.

Так само можна розбити на підобласті і деяку тривимірну область. Тільки скінченими елементами будуть уже не трикутники, а, наприклад, тетраедри (рис. 13.7). Звичайно, у цьому випадку зв'язок між переміщеннями внутрішньої точки елемента і переміщеннями вузлів буде мати більш складну форму, а матриця жорсткості системи – більшу розмірність.

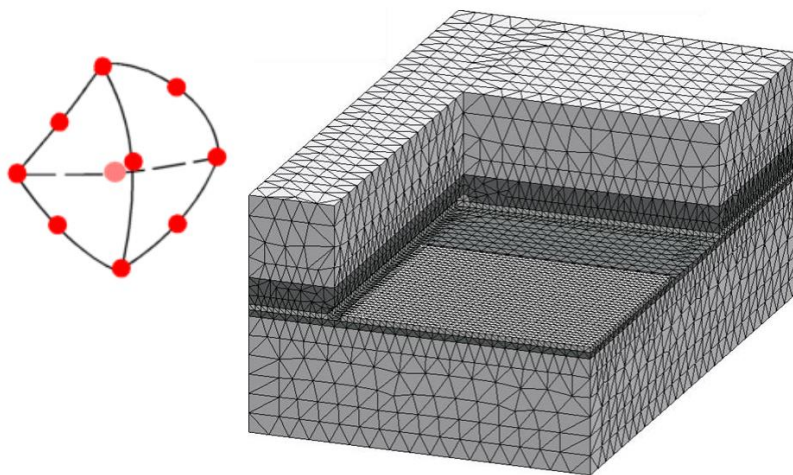
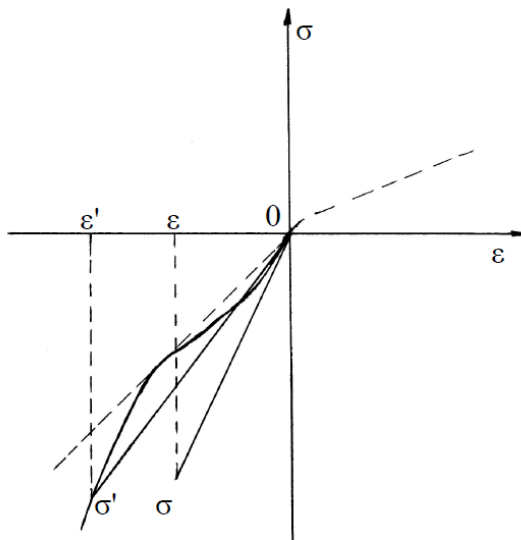


Рисунок 13.7 – Апроксимація досліджуваної області скінченими елементами-тетраедрами

Розроблено алгоритми і для розв'язання задач, у яких зв'язок між напруженнями і деформаціями відрізняється від закону Гука, тобто є нелінійним. У цьому випадку рішення будується як послідовність пружних рішень. Для цього необхідно мати дві експериментальні криві деформування матеріалу « $\sigma - \varepsilon$ » і « $\sigma_i - \varepsilon_i$ », де σ_i, ε_i - відповідно інтенсивність напружень і деформацій (рис. 13.8).

а)



б)

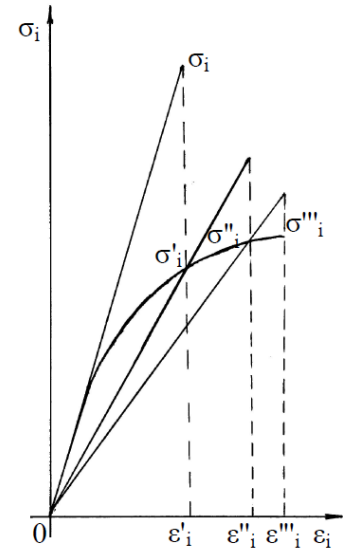


Рисунок 13.8 – Схематична залежність між напруженнями і деформаціями (а) і інтенсивністю напружень і інтенсивністю деформацій (б)

Послідовність рішення є наступною. На «нульовому» кроці здійснюється пружне рішення. Якщо хоча б в одному елементі інтенсивність напружень перевищує межу текучості або розрахункова точка (σ, ε) не лежить на експериментальній кривій, то розрахунок повторюється при нових, уточнених, значеннях приведених модулів E', μ' , і G' для цього елемента.

Ці модулі визначаються на основі кривих деформування за формулами:

$$E' = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} \times \frac{3 \frac{\sigma}{\varepsilon}}{\frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} + 2 \frac{\sigma}{\varepsilon}}; \quad \mu' = \frac{\frac{\sigma}{\varepsilon} - \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i}}{\frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} + 2 \frac{\sigma}{\varepsilon}}; \quad G' = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} = \frac{E'}{2(1 + \mu')}. \quad (13.11)$$

Для обчислених значень σ, σ_i знаходяться відповідні значення σ', σ'_i , що лежать на кривій деформування. Останні використовуються для обчислення

нових значень E' , μ' , G' . Весь пружний розрахунок повторюється таким чином до тих пір, поки точки (σ, ε) не «ляжуть» на криві деформування з заданою точністю.

Слід зазначити, що описана вище процедура рішення нелінійних задач потребує великого об'єму оперативної пам'яті. До речі, саме нестача пам'яті була свого часу стримуючим фактором для використання МСЕ при переході на персональні ЕОМ. У наші часи метод скінчених елементів безумовно займає топове положення у практиці інженерних розрахунків будівельних конструкцій, будівель і споруди, взаємодії фундаментів з основами, стійкості штучних і природніх укосів, підземних виробок, є надзвичайно ефективним інструментом у наукових дослідженнях.

Достоїнства методу скінчених елементів полягають у наступному:

- ✓ загальність підходу при вирішенні різноманітних задач розрахунку конструкцій, в тому числі складних, які складаються з конструктивних елементів різної мірності;
- ✓ відносна простота урахування взаємодії конструкції з оточуючим середовищем (механічні, температурні, корозійні впливи, граничні умови і т.п.).
- ✓ високий ступінь прилаштування до автоматизації всіх етапів розрахунку;
- ✓ природня механічна трактовка і можливість побудови моделей на основі фізичного, а не математичного підходу.
- ✓ можливість моделювання неоднорідних об'єктів довільної конфігурації;
- ✓ можливість урахування власної ваги середовища, яке моделюється.
- ✓ наявність великої кількості універсальних розрахункових програмних комплексів, які відрізняються все більше зростаючим ступенем автоматизації генерування сітки скінчених елементів, формування і вирішення величезної кількості алгебраїчних рівнянь, а також ефективними і ефектними способами задання вихідних даних і візуалізації результатів.

Недоліки методу скінчених елементів:

✓ самий головний недолік методу полягає у необхідності дискретизації всієї розрахункової області, що без виключення веде до великої кількості скінчених елементів, і, відповідно, до невідомих задач, особливо для тіл з віддаленою границею, що призводить до необхідності рішення занадто великих систем алгебраїчних рівнянь, що займає багато часу, а інколи і взагалі не є можливим.

✓ метод принципово не підходить для вирішення задач з безкінечними границями, тому що неможливо безкінечну область розбити на кінечну кількість скінчених елементів з відповідними розмірами..

✓ використання методу у низці випадків веде до розриву значень досліджуваних величин, оскільки процедура методу накладає умови нерозривності зазвичай лише у вузлах;

✓ метод принципово не підходить для вирішення задач стійкості укосів, схилів, якщо коефіцієнт стійкості менше одиниці або дорівнює одиниці. При цьому, якщо мова іде про прогнозування тріщин або руйнування, то цей недолік стає перевагою.

Використання методу скінчених елементів потребує від користувача відповідних навичок, інакше в результаті його використання можна отримати некоректні результати. Нижче виконаний аналіз помилок, які трапляються найбільш часто у практиці рішення задач геотехніки і геомеханіки на основі цього методу.

Для того, щоб відзначені вище зауваження були зрозумілі і прозорі, нижче розглянуто задачу про визначення напружень у квадратній пластині з розмірами 10 м x 10 м і товщиною 1,0 м при таких початкових даних:

- ✓ модуль пружності матеріалу пластини дорівнює $E = 2000 \text{ т/м}^2$.
- ✓ коефіцієнт Пуассона матеріалу пластини дорівнює $\nu = 0,3$.
- ✓ до верхньої грані пластини прикладено вертикальну силу, яка дорівнює 100 тон.

Було виконано 5 розрахунків з використанням програмного комплексу Ліра.

1. У першому випадку по підшві і двом боковим сторонам розрахункової області було накладено зв'язки, які заперечують переміщення у вертикальному (вісь Oz) і горизонтальному (вісь Ox) напрямках. При цьому розрахункову область було розбито на квадратні скінчені елементи з розмірами 1,0 м x 1,0 м.

Результати цих розрахунків представлено у перших стовбцях табл. 13.1-13.4.

2. У другому випадку по підшві і по двох бокових сторонах розрахункової області було накладено зв'язки, які заперечують переміщення у вертикальному (вісь Oz) і горизонтальному (вісь Ox) напрямках. При цьому розрахункову область було розбито на скінчені елементи у вигляді прямокутних трикутників з катетами, що дорівнюють 1,0 м і діагоналлю – $\sqrt{2}$ м, причому скінчені елементи було орієнтовано зворотно – симетрично відносно вертикалі, що проходить через точку прикладення сили.

Результати цих розрахунків представлено у другому стовпці табл. 13.1.

3. У третьому випадку по підшві і по двох бокових сторонах розрахункової області було накладено зв'язки, які заперечують переміщення у вертикальному (вісь Oz) і горизонтальному (вісь Ox) напрямках. При цьому розрахункову область було розбито на квадратні скінчені елементи з розмірами 1,0 м x 1,0 м і 1,0 м x 1,9 м.

Результати цих розрахунків представлено у другому стовпці табл. 13.2.

4. У четвертому випадку по підшві і по двох бокових сторонах розрахункової області було накладено зв'язки, які заперечують переміщення у вертикальному (вісь Oz) і горизонтальному (вісь Ox) напрямках. При цьому розрахункову область було розбито на прямокутні скінчені елементи з розмірами 0,4 м x 1 м, а загальну висоту розрахункової області було зменшено з 10 до 4 м (тобто в 2,5 рази).

Результати цих розрахунків представлено у другому стовпці табл. 13.3.

5. У п'ятому випадку по підосві і по двох бокових сторонах розрахункової області було накладено зв'язки, які заперечують переміщення у вертикальному (вісь Oz) і горизонтальному (вісь Ox) напрямках. По двох бокових сторонах зв'язки відсутні. При цьому розрахункову область було розбито на квадратні скінчені елементи з розмірами 1,0 м x 1,0 м.

Результати цих розрахунків представлено у другому стовпці табл. 13.4.

Аналіз результатів розрахунків, що наведено в табл. 13.1-13.4 дозволив зробити наступні висновки:

✓ в результаті заміни прямокутних скінчених елементів на трикутні відбулося суттєве спотворення ізополів напружень. При цьому напруження, що представлені у стовбці 2 табл. 13.1, відрізняються від еталонних (1 стовбчик табл. 13.1) у 1,1-2,6 рази.

✓ в результаті заміни рівносторонніх прямокутних скінчених елементів на нерівносторонні відбулося суттєве спотворення ізополів напружень. При цьому напруження, які представлено у стовбці 2 табл. 13.2, відрізняються від еталонних (1 стовпчик табл. 13.2) у 1,06-4,35 рази.

✓ в результаті зменшення висоти розрахункової області виникло суттєве спотворення ізополів напружень. При цьому наведені у 2 стовбці табл. 1.3 напруження відрізняються від еталонних (1 стовпець табл. 13.3) в 1,05-3,1 рази.

✓ в результаті видалення зв'язків з боків розрахункової області відбулося суттєве спотворення ізополів напружень. При цьому напруження, які представлено у стовбці 2 таблиці 13.4, відрізняються від еталонних (1 стовпчик таблиці 13.4) у 1,05-3,05 рази.

Ці висновки є наочною ілюстрацією до того, що при використанні методу скінчених елементів треба вкрай обережно відноситись до побудови розрахункових схем і перевірки на адекватність рішень кожної конкретної задачі. Основні правила, які обов'язково треба виконувати при виконанні розрахунків з використанням техніки методу скінчених елементів, наступні:

1. Слід контролювати розміри, форму, співвідношення сторін скінчених елементів, умови на границі розрахункової області і її розміри.

2. Для отримання адекватних результатів слід співставляти результати, які отримано з використанням техніки методу скінчених елементів, з даними натурних вимірів або з даними, які отримано з використанням методів, викладених у ДБН [25].

3. Якщо вимоги, які викладено у п. 2 не можна виконати, то необхідно виконати декілька паралельних розрахунків однієї і той же задачі з використанням різних програмних комплексів, розмірів і конфігурації скінчених елементів і т.і. Згідно з вимогами державних будівельних норм України ці вимоги є обов'язковими при проектуванні висотних будівель.

4. При використанні того чи іншого обчислювального комплексу, призначеного для розрахунків з використанням техніки методу скінчених елементів, обов'язкове потреба ознайомитись з викладеними в них вимогами до розмірів, форми, співвідношенню сторін, умовам на границях розрахункової області і її розмірами.

Ці вимоги в повній мірі відносяться і до інших числових методів, які використовують механіка ґрунтів і геомеханіка в цілому.

13.3 Метод граничних елементів

Рішення задач механіки ґрунтів зі складними граничними умовами можна отримати шляхом суперпозиції відомих простіших рішень. Такий метод отримав назву **методу граничних елементів (МГЕ)**. Зазвичай його використовують для рішення лінійних (пружних) задач.

Розрізняють **прямі і непрямі методи граничних елементів**.

Суть прямого методу граничних елементів полягає у тому, що функції, які входять до інтегральних рівнянь і підлягають визначенню, мають конкретний фізичний сенс.

Суть непрямого методу граничних елементів полягає у тому, що спочатку визначаються сингулярні рішення задачі, що не мають конкретного фізичного сенсу, але задовольняють граничним умовам, а потім на їх основі визначають параметри, які треба визначити.

Також розрізняють внутрішню і зовнішню задачі методу граничних елементів. Під внутрішньою задачею МГЕ розуміють такий варіант, коли розрахункова область обмежена замкнутим контуром. Під зовнішньою задачею МГЕ розуміють варіант, коли розрахункова область є необмеженою.

Розглянемо більш детально суть непрямого методу граничних елементів для зовнішньої задачі. Його ідея полягає в наступному. У теорії пружності вирішені деякі прості задачі, наприклад, відома задача Кельвіна про дію зосередженої сили F у нескінченному пружному середовищі (рис. 13.9).

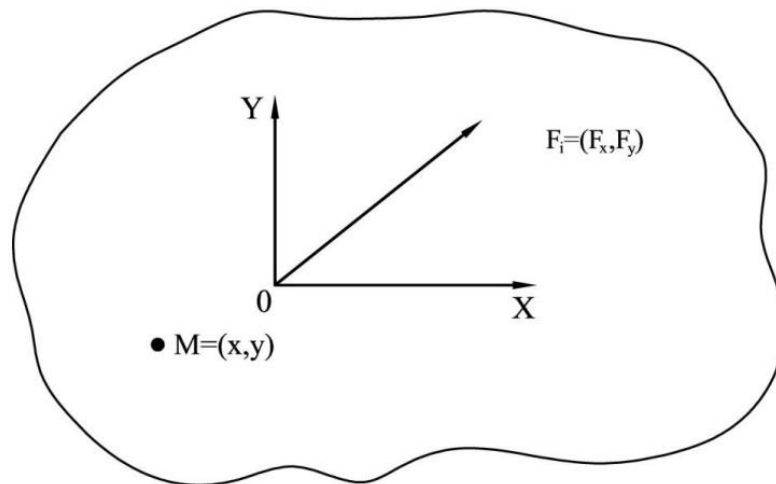


Рисунок 13.9 – Дія зосередженої сили F у нескінченному пружному середовищі (задача Кельвіна)

У довільній точці області $M(x, y)$ визначені напруження σ і переміщення U від дії цієї сили. У прямокутній системі координат вони визначаються через деяку функцію координат точки і її похідних

$$g(x, y) = -\frac{1}{4\pi(1-\mu)} \ln(x^2 + y^2)^{1/2}. \quad (11.12)$$

Тут μ – коефіцієнт Пуассона. Формули для напружень і переміщень мають вигляд:

$$\begin{aligned}\sigma_{xx} &= F_x [2(1-\mu)g_{,x} - xg_{,xx}] + F_y (2\mu g_{,y} - yg_{,xx}), \\ \sigma_{yy} &= F_x [2\mu g_{,x} - xg_{,yy}] + F_y [2(1-\mu)g_{,y} - yg_{,yy}] \\ \sigma_{xy} &= F_x [2(1-\mu)g_{,y} - xg_{,xy}] + F_y [(1-2\mu)g_{,x} - yg_{,xy}] \\ u_x &= \frac{F_x}{2G} [(3-4\mu)g_{,x} - xg_{,xx}] + \frac{F_y}{2G} (-yg_{,x}), \\ u_y &= \frac{F_x}{2G} (-xg_{,y}) + \frac{F_y}{2G} [(3-4\mu)g_{,y} - yg_{,yy}]\end{aligned}\quad (11.13)$$

Можна переконатися, що отримані в такому виді напруження задовольняють рівнянням рівноваги, а переміщення - умови сумісності деформацій.

Наведене рішення являє собою приклад так названого сингулярного рішення: напруження і переміщення як функції координат точки безперервні усюди за винятком початку координат (точки прикладення сили F), де вони не визначені, тобто є сингулярними.

Якщо в нескінченному середовищі діятимуть декілька зосереджених сил, то рішення задачі про напруження і переміщення в довільній точці середовища можна одержати методом суперпозиції (рис. 13.10). Вирази для напружень і переміщень набудуть більш складного виду, оскільки до них додасть свій «внесок» кожна з діючих сил.

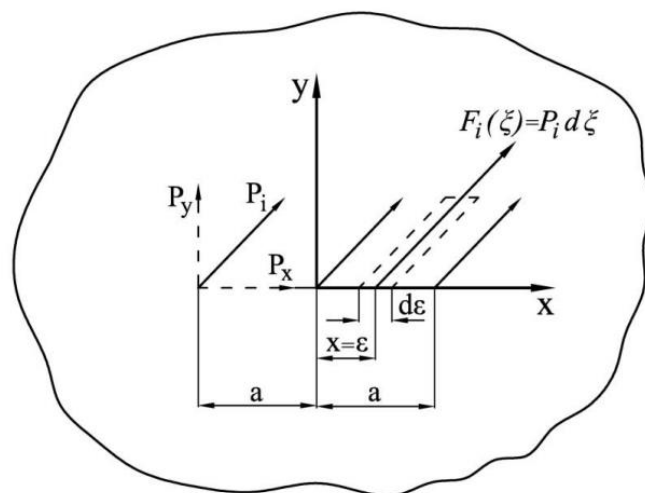


Рисунок 13.10 – Інтегрування рішення Кельвіна

Можна піти далі і, використовуючи той же принцип, одержати рішення для випадку, коли зусилля прикладені не до точок, а рівномірно розподілені повздовж деякого відрізка скінченної довжини (2а) у нескінченному пружному тілі (рис. 13.11).

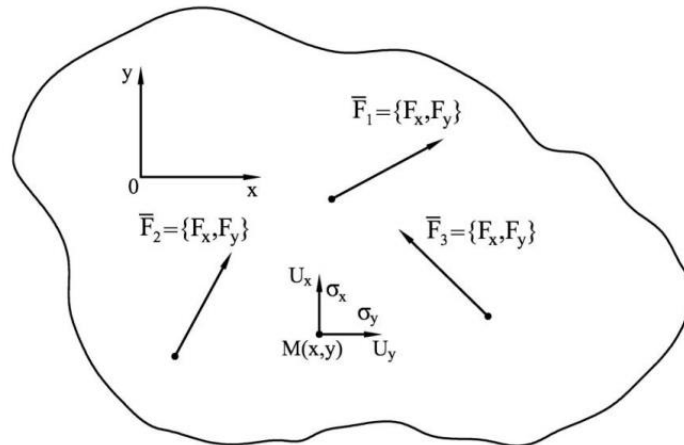


Рисунок 13.11 – Дія кількох зосереджених сил у нескінченному пружному середовищі

Рішення при цьому істотно ускладнюється. Напруження і переміщення довільної точки середовища виражаються через функцію:

$$f(x, y) = \int_{-a}^a g(x - \xi, y) d\xi \text{ або}$$

$$f(x, y) = -\frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left[y \left(\arctg \frac{y}{x-a} - \arctg \frac{y}{x+a} \right) - (x-a) \times \right. \\ \left. \times \ln \sqrt{(x-a)^2 + y^2} + (x+a) \ln \sqrt{(x+a)^2 + y^2} \right]. \quad (11.14)$$

і її часткові похідні:

$$f'_x = +\frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left[\ln \sqrt{(x-a)^2 + y^2} - \ln \sqrt{(x+a)^2 + y^2} \right], \\ f'_y = -\frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left[\arctg \frac{y}{x-a} - \arctg \frac{y}{x+a} \right], \\ f''_{xy} = +\frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left[\frac{y}{(x-a)^2 + y^2} - \frac{y}{(x+a)^2 + y^2} \right], \\ f''_{yx} = -f''_{yy} = +\frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left[\frac{x-a}{(x-a)^2 + y^2} - \frac{x+a}{(x+a)^2 + y^2} \right]. \quad (11.5)$$

Напруження і переміщення в довільній точці середовища від дії постійного зусилля P мають вид:

$$\begin{aligned}\sigma_x &= P_x [(3-2\nu)f'_x + yf''_{xy}] + P_y (2\nu f'_y + yf''_{yy}), \\ \sigma_y &= P_x [-(1-2\nu)f'_x - yf''_{xy}] + P_y [2(1-\nu)f'_y + yf''_{yy}], \\ \tau_{xy} &= P_x [2(1-\nu)f'_y + yf''_{yy}] + P_y [(1-2\nu)f'_x - yf''_{xy}]\end{aligned}\quad (11.16)$$

переміщення

$$\begin{aligned}u_x &= \frac{P_x}{2G} [(3-4\nu)f + yf'_x] + \frac{P_y}{2G} (-yf'_x), \\ u_y &= \frac{P_x}{2G} (-yf'_y) + \frac{P_y}{2G} [(3-4\nu)f - yf'_y]\end{aligned}\quad (11.17)$$

У точках $x = \pm a$ функція $f(x, y)$, а отже і напруження, а також пов'язані з ними переміщення, мають особливість (сингулярність).

Уявімо тепер, що таких відрізків у нескінченному тілі багато, вони прилягають один до одного, утворюючи деяку замкнуту ламану лінію. Напруження у довільній точці середовища отримаємо, підсумовуючи внески від дії зусиль на кожному з цих відрізків. Цей принцип використаний для розв'язання викладеної вище задачі про одиночну виробку у масиві, яку можна представити як порожнину в нескінченному пружному тілі. Контур цієї порожнини замінюється ламаною лінією і являє собою деяку границю в пружному тілі. Тому відрізки ламаної, до яких прикладені зусилля P_j , $j=1, N$ (N - число відрізків), називаються **граничними елементами**. Чисельна процедура полягає в підсумовуванні внесків від зусиль на кожному j -м відрізку - граничному елементі. Вплив кожного зусилля на відповідному відрізку дає сингулярне рішення, що задовольняє рівнянням рівноваги. Тому немає необхідності розбивати область на підобласті, як у МСЕ. Поділяється на елементи тільки границя області (рис. 13.12).

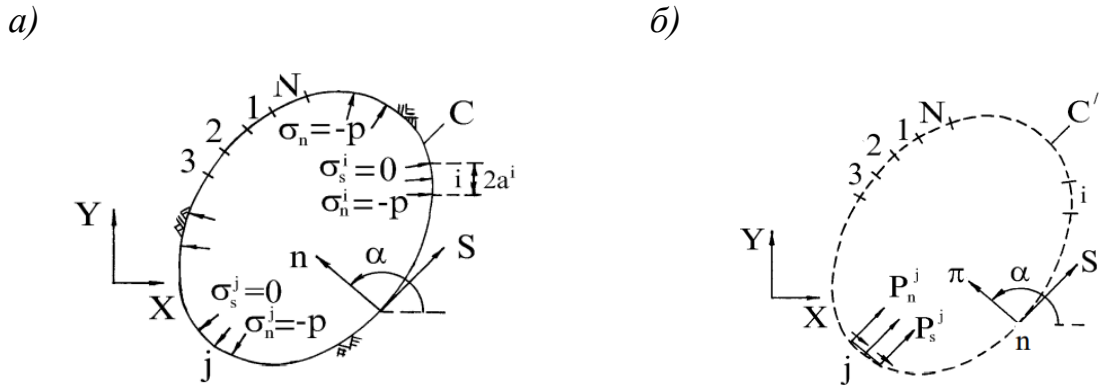


Рисунок 13.12 – Ілюстрація методу граничних елементів для задачі про порожнину: а) фізична задача; б) чисельна модель

Довжина кожного елемента – $2a^i$. Разом із глобальною системою координат XOY розглядають для кожного елемента локальні координати n, S , що змінюються від точки до точки. На кожному з N відрізків діють постійні нормальне P_s^j і дотичне P_n^j напруження.

На рис. 13.11 для простоти показані тільки напруження, прикладені до j -го відрізка і позначені P_s^j і P_n^j . В остаточному підсумку, як і в МСЕ, задача зводиться до рішення системи лінійних рівнянь:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s^i &= \sum_{j=1}^N A_{SS}^{ij} P_s^j + \sum_{j=1}^N A_{Sn}^{ij} P_n^j \\ \sigma_n^i &= \sum_{j=1}^N A_{nS}^{ij} P_s^j + \sum_{j=1}^N A_{nn}^{ij} P_n^j \end{aligned} \right\} i = 1, \dots, N \quad (11.18)$$

Тут A_{SS}^{ij} , - так називані коефіцієнти впливу, що підсумовують внески кожного i -го зусилля, заданого на границі j -го елемента. Ліва частина рівнянь містить напруження (дотичні і нормальні), що виникають у точці середовища під дією сумарного впливу зусиль P_s^j і P_n^j , прикладених на кожному з N відрізків. Принциповим моментом, однак, є те, що дійсні нормальне і дотичне напруження на j -м відрізку не дорівнюють P_s^j і P_n^j . Для кожного граничного елемента необхідно розрізняти дві різні групи напружень: прикладені P_s^j й P_n^j і дійсні σ_s^j , σ_n^j що викликані дією прикладених напружень на всіх N елементах кривої. Величини P_s^j й P_n^j у правих частинах рівнянь (11.17) є «фіктивними». Їх потрібно

визначити так, щоб задовольнити граничним умовам. Розглянемо ці умови на прикладі штучного об'єкту, що складений із ґрунтової маси.

У задачах геотехніки і геомеханіки використовується поняття початкових напружень, що мають місце в масиві до початку спорудження гірничого об'єкту, наприклад, колектору неглибокого закладення. Початково у кожній точці породного масиву діють напруження:

$$\begin{aligned}(\sigma_y)_0 &= \gamma H, \\ (\sigma_x)_0 &= \lambda \gamma H.\end{aligned}$$

Під дією колектора виникають додаткові напруження: σ_y , σ_x .

Повні напруження у точці дорівнюють:

$$\begin{aligned}\sigma'_y &= (\sigma_y)_0 + \sigma_y, \\ \sigma'_x &= (\sigma_x)_0 + \sigma_x.\end{aligned}\tag{11.19}$$

На контурі колектора, який не має кріплення, повні напруження дорівнюють нулю. Тоді додаткові напруження на контурі (границі області) виражаються через початкові:

$$\begin{aligned}\sigma_y &= -(\sigma_y)_0 = -\gamma H, \\ \sigma_x &= -(\sigma_x)_0 = \lambda \gamma H.\end{aligned}\tag{11.20}$$

Це і є *граничні умови*. Таким чином, перейшовши до локальної системи координат n, S , сформуємо систему рівнянь:

$$\left. \begin{aligned}- (\sigma_s)_0 &= \sum_{j=1}^N A_{SS}^{ij} P_s^j + \sum_{j=1}^N A_{Sn}^{ij} P_n^j \\ - (\sigma_n)_0 &= \sum_{j=1}^N A_{nS}^{ij} P_s^j + \sum_{j=1}^N A_{nn}^{ij} P_n^j\end{aligned} \right\} i = 1, \dots, N$$

Вирішивши її, визначимо значення «фіктивних» напружень P_s^j і P_n^j і через них визначимо напруження і переміщення в будь-якій точці області.

Тепер більш зрозумілим є зміст коефіцієнтів впливу. Так, коефіцієнт A_{Sn}^{ij} , наприклад, дає дійсне дотичне напруження в центрі i -го відрізка (σ_s^i), викликане постійним одиничним навантаженням, прикладеним на j -м відрізку ($P_n^j = 1$). Докладно про чисельну реалізацію МГЕ можна прочитати в монографії С. Крауча і Старфілда [26].

У порівнянні з МСЕ метод граничних елементів більш економічний. Система рівнянь має порядок набагато менший, оскільки вона сформована тільки для N елементів, заданих на контурі виробки. Однак метод граничних елементів має трохи менше можливостей для моделювання різних неоднорідностей середовища і нелінійності фізичних співвідношень. Хоча і тут існують різні підходи. Все залежить від базового рішення.

У розглянутому вище підході (він називається метод «фіктивних навантажень») як базове було прийняте рішення задачі Кельвіна.

Розроблено й інший підхід, що використовує як базове рішення відомої в теорії пружності задачі про розрив зміщень уздовж деякого відрізка скінченої довжини всередині нескінченного пружного тіла. У формі «розривних зміщень» МГЕ дуже ефективний для вирішення задач, пов'язаних із тріщинуватістю ґрунтових масивів. Є можливість моделювати і розкриті тріщини, і заповнені матеріалом заповнювачем. В останньому випадку граничні елементи, що моделюють тріщину, являють собою пружний контакт відповідної жорсткості.

За допомогою таких пружних контактів (пластових елементів) легко моделюється ґрунтова шари, що відрізняється між собою за жорсткістю. Рішення великого класу геомеханічних задач методом граничних елементів наведені в монографії [27].

Сучасні стандартні програмні засоби дозволяють істотно розширити можливості МГЕ. Так, наприклад, на кафедрі будівництва, геотехніки і геомеханіки НТУ «Дніпровська політехніка» розроблений програмний продукт (ПП) *Underground*, що призначений для рішення різних, як зовнішніх, так і внутрішніх задач механіки твердого тіла. Однак, основний наголос при розробці програмного продукту робився на визначенні напружено-деформованого стану ґрунтового масиву навколо як одиночної, так і системи підземних виробок. Залежно від особливостей конкретної задачі ПП *Underground* реалізує метод граничних елементів або у формі розривних зміщень, або у формі фіктивних навантажень, а також прямий метод граничних інтегралів.

ПП Underground написаний об'єктно-орієнтованою мовою програмування Object-Pascal в обчислювальному середовищі Delphi 5 з використанням додатків AutoCAD і Microsoft Excel. У зв'язку з цим він має ряд переваг у порівнянні з програмами, що написані менш сучасними мовами програмування.

По-перше, істотно підвищено точність розрахунку завдяки можливості апроксимації контуру гірничої виробки значно більшою кількістю граничних елементів. Ця кількість обмежується лише можливостями ЕОМ. Так, наприклад, задача з 500-ми граничними елементами (ГЕ) на ЕОМ з оперативною пам'яттю 128 МВ розв'язується швидше, ніж за хвилину, задача з 2000-ми граничними елементами - приблизно 20 хвилин, і це далеко не межа. Можна і далі збільшувати кількість граничних елементів, але при цьому різко збільшується тривалість розрахунку, тому що починає працювати віртуальна пам'ять, швидкість роботи якої на кілька порядків нижча від оперативної. При збільшенні оперативної пам'яті ЕОМ збільшується число апроксимуючих граничних елементів в задачі, розв'язуваної за той самий проміжок часу. Із збільшенням кількості граничних елементів відповідно зменшується їхня довжина, тому підвищується точність моделювання виробок криволінійного обрису, підвищується точність розрахунків напружено-деформованого стану породного масиву поблизу границі завдяки тому, що можна максимально наблизити до контуру виробки точки, у яких визначаються напруження і зміщення.

По-друге, дещо вдосконалений, порівняно з базовою [26] програмою TWODD, алгоритм розрахунку. З'явилася можливість швидко переходити від одного варіанту методу граничних елементів до іншого, не виходячи з програми. Замість статичних масивів уведено динамічні, котрі створюються і зводяться до нуля за необхідністю. Завдяки цьому раціональніше використовується оперативна пам'ять ЕОМ. До методу розривних зміщень уведений розрахунок тангенціальних напружень на контурі виробки, чого не було в базовій програмі. У досліджуваних точках породного масиву визначається еквівалентне напруження σ_e і коефіцієнт запасу міцності k . За отриманими даними будуються

діаграми, що дозволяє відразу ж, без додаткових розрахунків, судити про стан приконтурного масиву.

По-третє, істотно підвищилася зручність користування. Можливості обчислювального середовища Delphi 5 дозволили наситити програму усілякими візуальними компонентами, що дозволяють зручно і швидко вводити вихідні дані, стежити за ходом рішення, а також одержувати результат у вигляді наочних діаграм, що відразу можна зберігати як рисунки, відправляти на друк і копіювати в буфер обміну для наступної вставки в інші додатки. На рис. 13.13 наведений приклад розрахунку, що характеризує стан приконтурного масиву навколо колектору міської каналізації неглибокого закладення прямокутного поперечного перерізу, проведеної в стійких ґрунтах з межею міцності на одноосьовий стиск 5 МПа, на одноосьове розтягання – 1,7 МПа на глибині 20 м.

Тут розрахункова схема представлена чвертю перетину виробки, симетричною щодо ліній паралельних осей OX і OY , які перетинаються в точці $(0,0)$. Контур виробки показаний жирною лінією. Ізолінії з'єднують точки масиву з однаковим значенням коефіцієнта стійкості.

Зв'язок з AutoCAD дозволяє наочно апроксимувати контур колектора і відразу задавати граничні умови. Досить накреслити в AutoCAD розрахункову схему і координати граничного елемента зчитуються з графічного зображення і передаються в програму. Це відкриває великі можливості для моделювання складних розрахункових схем.

І, нарешті, зв'язок з Microsoft Excel дозволяє виводити результати у виді числового матеріалу до програми Microsoft Excel, якщо користувач бажає їх більш детально обробити.

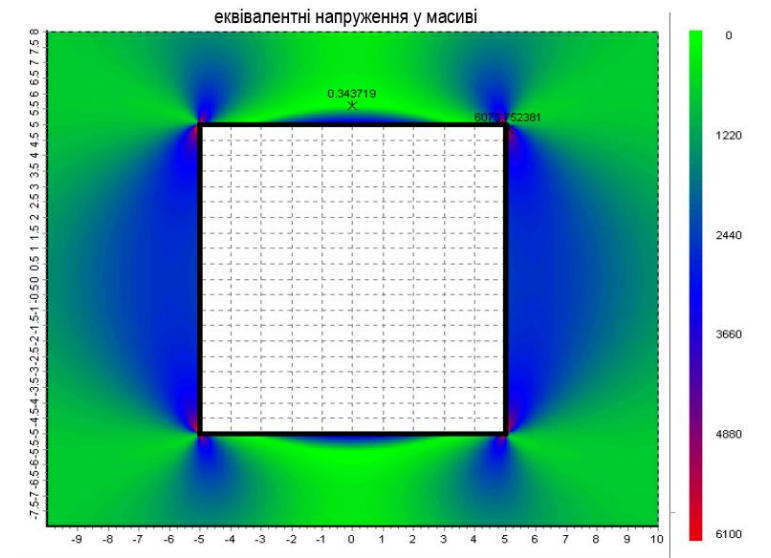


Рисунок 13.13 – Розподіл коефіцієнта стійкості ґрунтового масиву поблизу колектору міської каналізації неглибокого закладення

Достоїнства методу граничних елементів:

- ✓ можливість побудови рішень для необмежених за розмірами областей;
- ✓ з обчислювальної точки зору метод граничних елементів для однієї і тієї ж задачі має систему рівнянь меншого порядку, ніж метод скінчених елементів;
- ✓ немає необхідності інтерполяції результатів рішення всередині розрахункової області;
- ✓ точна відповідність початковому диференціальному рівнянню всередині розрахункової області.

Недоліки методу граничних елементів:

- ✓ границя досліджуваної області повинна бути гладкою;
- ✓ принципова неможливість рішення задач, в яких неможливо використовувати принцип суперпозиції.
- ✓ неможливість урахування власної ваги ґрунтового (породного) середовища.

13.4 Метод дискретних елементів

Метод дискретних елементів (МДЕ) (в англійському варіанті: "Discrete element method" – метод видимих, таких, що відрізняються, елементів), розроблений доктором Г. Кундаллом у 1978 році [28]. Він базується на двох фундаментальних законах фізики – другому законі Ньютона і законі пружних деформацій Гука.

Областю застосування МДЕ є ґрунти, основи і фундаменти; породні масиви, що мають складну структуру; механічні системи з вивільнюваними зв'язками; нелінійні динамічні процеси, для яких він найбільш ефективний; хіміко-фізичні процеси (наприклад, рух колоїдної рідини); процеси збагачення корисних копалин методом флотації у важких середовищах і багато іншого.

Суть МДЕ відносно моделювання складноструктурних ґрунтових масивів полягає в наступному. Реальний породний масив у моделі замінюється на дискретні елементи, які, в принципі, можуть мати будь-як форму, і звісно краще, якщо вона буде близькою до обрисів елементів структури масиву. Однак, з ряду причин, найважливішою з яких є простота створення математичної моделі дискретного середовища, елементи її найпростіше представити у вигляді куль, що в загальному випадку можуть мати різний діаметр. Геометричну модель такого середовища наведено на рис. 13.14.

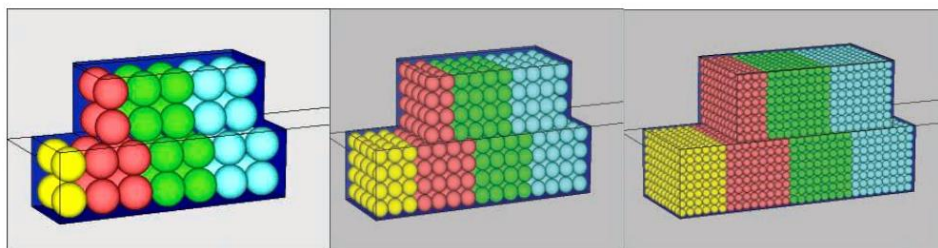


Рисунок 13.14 – Геометричні моделі з різними розмірами дискретних елементів

Як видно з рисунка, модель суцільного або сипучого (дискретного) середовища, як правило, являє собою шість попарно паралельних площин, що, перетинаючись, відокремлюють деякий замкнений простір, у якому розміщені

куль – елементи. Верхня площина найчастіше є відсутньою і зовнішнє навантаження прикладається безпосередньо до куль.

Кулі взаємодіють між собою і з обмежуючими площинами за допомогою сил тертя і дисипативних сил, а також, і це головне, за допомогою неідеальних зв'язків, що вивільняються і протидіють їхньому взаємопроникненню. Якщо інших зв'язків немає, то кулі імітують сипуче середовище. Кулі можуть бути також «склеєні» між собою і стінами за допомогою таких неідеальних зв'язків, що не вивільняються. Це не тільки перешкоджає їх взаємопроникненню, але також розбіганню й обертанню. У цьому випадку розглянута механічна система імітує суцільний масив.

Як тільки реакції в зв'язках, що не вивільняються, перевищують деяку межу, вони ліквідуються як зруйновані і тоді вже система куль і площин імітує зруйнований масив, що складається з незв'язаних між собою часток і, можливо, сипучого матеріалу між ними. У самому загальному випадку модель, що складається з куль і обмежуючих площин, може імітувати суцільний породний масив, що містить зруйновані ділянки.

Для того, щоб середовище, що складається з пружних куль різного діаметра, відповідало реальному породному масиву, припускаються наступні допущення:

1. Форма і розмір дискретних елементів (куль) не змінюються під дією прикладених навантажень.

2. Реальні деформації дискретних елементів замінюються удаваним взаємопроникненням куль.

3. Часовий крок повинний бути настільки малим, щоб за той час, поки він продовжується, порушення (дислокації) не могли поширюватися на будь-які інші кулі, крім тих, котрі перебувають у безпосередньому контакті з розглянутою кулею.

Останнє допущення є особливо важливим, оскільки обумовлює дуже зручну взаємодію елементів – куль: на кожному часовому кроці рівнодіюча сил,

прикладених до кожної окремої кулі, визначається винятково координатами центрів розглянутої кулі і тих куль, що у цей момент із нею стикаються.

Розрахункову схему методу дискретних елементів наведено на рис. 13.15.

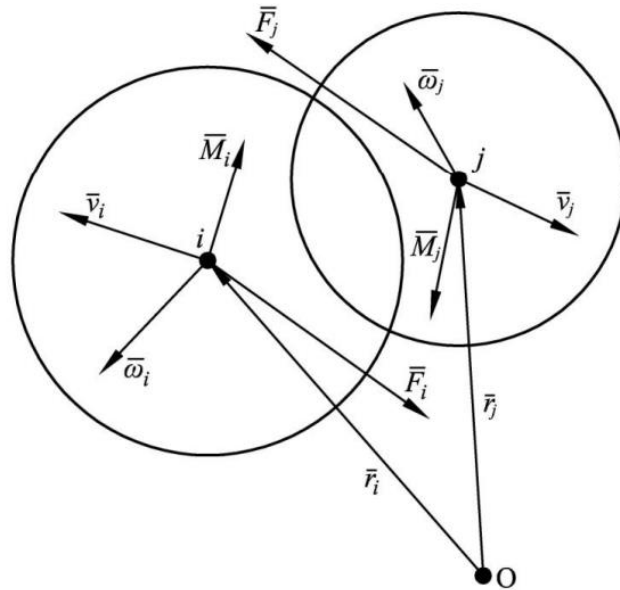


Рисунок 13.15 – Розрахункова схема взаємодії двох куль

Елементи-кулі навантажені гравітаційними силами і виявляють при взаємодії один з одним пружні і в'язкі властивості.

Фізико-механічні властивості дискретних елементів задаються таким чином, щоб їхнє поведіння в загальній масі було адекватно поведінню вихідного середовища. Для кожного елемента відомі маса, швидкість, прискорення і координати центра ваги. Крім того, до кожного елемента окремо прикладається сила F_i як рівнодіючих сил ваги, пружної реакції, в'язкого і кулонового тертя, що відбивають поточний механічний стан масиву в розглянутий момент часу.

Рух кожного елемента описується рівнянням Лагранжа 2-го роду. З усіх чисельних методів, застосовуваних для рішення поставленої задачі, найбільш ефективним є модифікований метод Ейлера. Про використання методу Ейлера для рішення динамічних задач відносно механічних систем із зосередженими масами можна ознайомитися в [28].

Відомі два способи використання методу Ейлера. Перший полягає в тому, що спочатку, виходячи з фізичних уявлень, складають систему диференціальних рівнянь і рівнянь початкових умов, а потім вирішують їх, використовуючи формалізований метод Ейлера.

Відповідно другого способу, метод Ейлера використовують не тільки для рішення поставленої задачі, але і для опису власне фізичного процесу, тобто для постановки самої задачі.

Другий спосіб і був використаний у роботах [29, 30] для розробки математичної моделі методу дискретних елементів у векторному викладі. Спосіб орієнтований на використання можливостей сучасних обчислювальних машин, зокрема матричної математичної системи Matlab.

Опис фізичного процесу й обчислення його параметрів відповідно до формалізованого методу Ейлера наведені у табл. 13.5

У табл. 13.5 і на рис. 13.15 прийняті наступні позначення: n – номер півшага і шагу за модельним часом $\left(n = -\frac{1}{2}, 0, 1, 1\frac{1}{2}, \dots\right)$; t – модельне відрахування часу (знак «+» слід формально розуміти, як часовий крок у майбутнє, а знак «-», як часовий крок у минуле відносно моменту часу $t = 0$); \bar{r} (або \bar{r}'') – матриця-рядок, компонентами якої є радіуси-вектори центрів куль: $\bar{r} = (\bar{r}_1, \bar{r}_2, \bar{r}_3, \dots, \bar{r}_N)$ або $\bar{r}'' = (\bar{r}_1'', \bar{r}_2'', \bar{r}_3'', \dots, \bar{r}_N'')$, де N – загальна кількість куль;

\bar{v} (або \bar{v}_n) – матриця-рядок, компонентами якої є вектори швидкостей центрів куль: $\bar{v} = (\bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{v}_3, \dots, \bar{v}_N)$ або $\bar{v}'' = (\bar{v}_1'', \bar{v}_2'', \bar{v}_3'', \dots, \bar{v}_N'')$;

$\bar{\omega}$ (або $\bar{\omega}_n$) – матриця-рядок, компонентами якої є вектори кутових швидкостей центрів куль: $\bar{\omega} = (\bar{\omega}_1, \bar{\omega}_2, \bar{\omega}_3, \dots, \bar{\omega}_N)$ або $\bar{\omega}'' = (\bar{\omega}_1'', \bar{\omega}_2'', \bar{\omega}_3'', \dots, \bar{\omega}_N'')$;

\bar{F} (або \bar{F}'') – матриця-рядок, компонентами якої є вектори рівнодіючих усіх активних і пасивних сил (окрім сил інерції) для кожної окремої кулі: $\bar{F} = (\bar{F}_1, \bar{F}_2, \bar{F}_3, \dots, \bar{F}_N)$ або $\bar{F}'' = (\bar{F}_1'', \bar{F}_2'', \bar{F}_3'', \dots, \bar{F}_N'')$;

\overline{M} (або \overline{M}'') – матриця-рядок, компонентами якої є вектори моментів сил, що входять до матриці-строки \overline{F} : $M = (\overline{M}_1, \overline{M}_2, \overline{M}_3, \dots, \overline{M}_N)$ або $\overline{M}'' = (\overline{M}_1'', \overline{M}_2'', \overline{M}_3'', \dots, \overline{M}_N'')$;

\overline{a} (або \overline{a}'') – матриця-рядок, компонентами якої є вектори прискорень центрів куль: $\overline{a} = (\overline{a}_1, \overline{a}_2, \overline{a}_3, \dots, \overline{a}_N)$ або $\overline{a}'' = (\overline{a}_1'', \overline{a}_2'', \overline{a}_3'', \dots, \overline{a}_N'')$;

$\overline{\varepsilon}$ (або $\overline{\varepsilon}''$) – матриця-рядок, компонентами якої є вектори кутових прискорень центрів куль: $\overline{\varepsilon} = (\overline{\varepsilon}_1, \overline{\varepsilon}_2, \overline{\varepsilon}_3, \dots, \overline{\varepsilon}_N)$ або $\overline{\varepsilon}'' = (\overline{\varepsilon}_1'', \overline{\varepsilon}_2'', \overline{\varepsilon}_3'', \dots, \overline{\varepsilon}_N'')$.

Таблиця 13.5 – Схема обчислення руху системи дискретних елементів

Етап	n	t	\overline{r}	\overline{v}	$\overline{\omega}$	\overline{F}	\overline{M}	\overline{a}	$\overline{\varepsilon}$	
початкові умови	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{\Delta t}{2}$	—	0	0	—	—	—	—	
	0	0	\overline{r}^0	—	—	\overline{F}^0	\overline{M}^0	\overline{a}^0	$\overline{\varepsilon}^0$	
Основний розрахунок	$\frac{1}{2}$	$\frac{\Delta t}{2}$	—	$\overline{v}^{\frac{1}{2}}$	$\overline{\omega}^{\frac{1}{2}}$	—	—	—	—	
	1	Δt	\overline{r}^1	—	—	\overline{F}^1	\overline{M}^1	\overline{a}^1	$\overline{\varepsilon}^1$	
	$1\frac{1}{2}$	$\frac{3\Delta t}{2}$	—	$\overline{v}^{1\frac{1}{2}}$	$\overline{\omega}^{1\frac{1}{2}}$	—	—	—	—	
	- - - - -									
	$\frac{2i-1}{2}$	$\frac{2i-1}{2}\Delta t$	—	$\overline{v}^{\frac{2i-1}{2}}$	$\overline{\omega}^{\frac{2i-1}{2}}$	—	—	—	—	—
	i	$i\Delta t$	\overline{r}^i	—	—	\overline{F}^i	\overline{M}^i	\overline{a}^i	$\overline{\varepsilon}^i$	—
	- - - - -									

Найбільш складними у такій обчислювальній моделі є визначення рівнодіючих сил, що діють у даний момент модельного часу на кожен кулю. Для i -ої кулі рівнодіюча сила F_i складається з нормальних і тангенціальних сил пружнопластичної взаємодії із сусідніми кулями й обмежувачими площинами і сил тертя в точках контакту з ними. Умови контакту між дискретними елементами можна описати низкою формальних параметрів, значення яких визначаються на основі порівняльного аналізу чисельних і фізичних експериментів.

Перемінні, що обчислюються в табл. 13.5, вважаються постійними величинами в часі протягом кожного модельного кроку і стрибкоподібно змінюються в його кінці. Дробові значення тимчасових кроків у табл. 13.5

дозволяють на порядок підвищити точність обчислень без збільшення кількості кроків. Обчислення виконуються в наступному порядку:

- ✓ з огляду на прискорення і швидкості, що задані в початкових умовах (мінус півкроку і нульовий крок), знаходять значення швидкостей на першому півкроку;

- ✓ виходячи з отриманих значень швидкостей і початкових умов, знаходять координати центрів куль, рівнодіючих сил і моментів, а потім і відповідні значення прискорень на першому модельному кроці;

- ✓ виходячи із значень швидкостей, що отримані на першому півкроку, і прискорень – на першому кроці, знаходять значення швидкостей на полуторному кроці і т.і.

Звертає увагу на себе відсутність у табл. 13.5 значень кутових координат центрів куль (є тільки їхні радіуси - вектори). Це є наслідком припущення про незмінність форми куль. У результаті істотно спрощується алгоритм обчислень.

Результатом розрахунків на основі методу дискретних елементів є одержання загальної картини напружено-деформованого стану розглянутого ґрунтового масиву з визначенням величин головних напружень, осідань (переміщень) і деформацій, викликаних утворенням у суцільному середовищі порожнини заданих розмірів.

Перевагою розглянутого методу, стосовно викладених вище методів скінчених і граничних елементів, що можуть бути застосовані тільки у випадку моделювання суцільного середовища і тільки у статичному вигляді, є можливість опису нелінійних динамічних процесів, що виникають у деформованому ґрунтовому або породному масиві, що містить порожнини. На основі методу дискретних елементів можливо моделювати оповзання ґрунтових схилів і сходження снігових лавин у горах, розвиток деформацій у часі інженерних об'єктів, процеси руйнування твердих тіл під навантаженням тощо.

До недоліків методу можна віднести деяку недосконалість методик визначення фізичних параметрів кульок, які моделюють об'єкт досліджень, та досить високі вимоги до технічної бази для його реалізації. Для обробки великих

масивів даних і рішення реальних задач необхідна досить висока швидкодія комп'ютера і значний об'єм оперативної пам'яті.

13.5 Практичне використання аналітичних і числових методів

Вище було показано, що на цей час існує досить велика група методів – аналітичних і чисельних, які дозволяють досить точно визначити напружено-деформований стан ґрунтового масиву під вагою будівель і споруд, породного масиву навколо виробок при довільному їх розташуванні в просторі, у тому числі і виробок каналізації міського господарства, та при вивченні критичних станів штучних та природних укосів [27].

На цій основі у Національному технічному університеті «Дніпровська політехніка» було вирішено низку актуальних задач геомеханіки і геотехніки з застосуванням аналітичних і числових методів дослідження, розроблено нові і поновлено існуючі державні будівельні норми [31-39].

Отримані аналітичні рішення щодо напружено-деформованого стану водо- і неводонасичених ґрунтових основ, які мають пружні, в'язко-пружні та пружно-в'язкопластичні властивості. Розроблено і проаналізовано геотехнічні моделі з метою вивчення напружено-деформованого стану водо- і неводонасичених основ ґрунтових гребель, а також геомеханічні моделі, направлені на вивчення стійкості підземних виробок глибокого і неглибокого закладення.

На підставі виконаних досліджень розроблені елементи наступних будівельних норм України:

- ✓ розрахунок осадок фундаментів (обґрунтування розмірів стискуваної товщі);
- ✓ розрахунок осадок гребель (у тому числі ґрунтових);
- ✓ стійкість і міцність підпірних стін;
- ✓ проектування і розрахунок пальових фундаментів;
- ✓ проектування і розрахунок фундаментів на територіях, які підпрацьовані гірничими роботами.

Розглянуті вище варіанти застосування числових методів для вирішення задач механіки ґрунтів і геомеханіки не є такими, що остаточно сформовані. Вони постійно удосконалюються, адаптуються до нових технологій будівництва і вимог до виконання розрахунків.

Контрольні питання і завдання до Розділу 13

1. На які дві групи поділяють розрахункові методи у механіці ґрунтів?
2. Які методи входять до групи аналітичних ?
3. Чим відрізняються аналітичні методи від числових?
4. Назвіть найбільш відомі числові методи, що застосовуються у механіці ґрунтів.
5. У чому полягає ідея методу скінчених елементів?
6. Що таке «матриця жорсткості» у методі скінчених елементів?
7. Що таке «матриця пружності» у методі скінчених елементів?
8. Назвіть етапи рішення задач механіки ґрунтів методом скінчених елементів .
9. Який алгоритм вирішення пружно-пластичних задач методом скінчених елементів ?
10. У чому суть методу граничних елементів?
11. Які ви знаєте різновиди методу граничних елементів?
12. Що таке «сингулярне рішення»?
13. Які можливості мають методи граничних і скінчених елементів? У чому їх переваги і недоліки?
14. У чому суть методу дискретних елементів? Його переваги і недоліки перед іншими чисельними методами?

РОЗДІЛ 14. ОЦІНКА СТІЙКОСТІ ГРУНТОВИХ ОСНОВ, УКОСІВ І СХИЛІВ

Чисельні методи являють широку можливість моделювання стійкості ґрунтових укосів. Найбільш вживаним серед них у геотехніці є метод скінчених елементів (МСЕ). Нижче наведено декілька прикладів вирішення таких задач у геотехніці.

14.1 Стійкість однорідного ґрунтового укосу

Задача оцінки стійкості однорідного ґрунтового укосу в МСЕ формується наступним чином.

Ґрунтовий укіс (уступ) з висотою H складений однорідною породою з об'ємною вагою γ та має кут нахилу до горизонту α , верхня його частина з висотою H_{90} має вертикальну стійкість, межу міцності порід на стискування R_c , причому самі породи відчутно послаблені за рахунок внутрішніх дефектів, що враховується коефіцієнтом структурного послаблення k_c (рис. 14.1). Потрібно визначити граничну висоту такого уступу, форму та розташування лінії ковзання призми обвалення. Граничною вважається така висота укосу при заданих параметрах γ , H і α , при якій утворюється поверхня ковзання.

Розрахункова схема являє собою вагомий напівпростір, який обмежений зверху поверхнею укосу, з боків вертикальними поверхнями, до яких прикладено навантаження від власної ваги ґрунту, а також введено заборону на горизонтальні переміщення, а знизу по всій довжині моделі накладено заборону на вертикальні переміщення. Розрахункова схема, яку розбито на скінчені елементи, має назву геотехнічної моделі (рис. 14.2). Дослідження моделі виконано за допомогою програмного продукту RS 2.

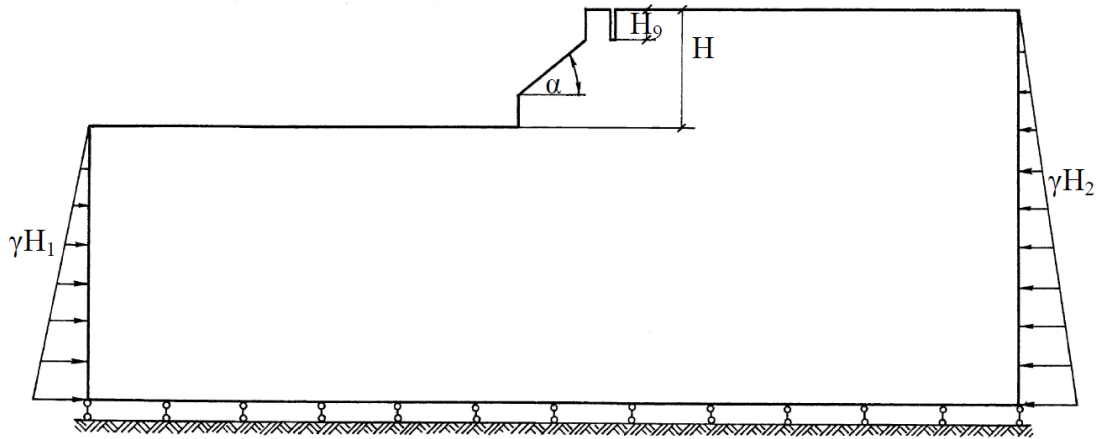


Рисунок 14.1 - Розрахункова схема до розв'язання задачі щодо стійкості однорідного породного укосу

За об'єкт розгляду взято реальний випадок обвалення уступу на кар'єрі, який стався свого часу [38]. Для цього випадку відомі геометричні параметри уступу: $H = 43,0$ м, кут укосу $\alpha = 22^\circ$, фізико-механічні характеристики порід: об'ємна щільність $\gamma = 1900$ кг/м³; модуль пружності $E = 2,78 \cdot 10^9$ кг/м², коефіцієнт Пуассона $\mu = 0,2$, межа міцності на одноосьове стискання та розтягування $R_c = 297 \cdot 10^4$ кг/м², $R_p = 135 \cdot 10^4$ кг/м² відповідно.

Для апроксимації досліджуваної області (див. рис. 14.2) використовувалися чотирикутні елементи. У ході розв'язання задачі визначалися всі компоненти напружено-деформованого стану середовища у вузлах скінчено-елементної сітки та в центрі тяжіння кожного елемента.

Основною передумовою для визначення можливої поверхні зсування була наступна гіпотеза: *поверхня зсування є геометричним місцем точок, у яких відбулося руйнування матеріалу під дією спільного впливу нормальних та дотичних напружень.*

У якості критерію міцності використовувалося співвідношення, запропоноване О.М. Шашенком [5]:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - R_c^2 \psi - (1 - \psi) R_c (\sigma_1 + \sigma_3) = 0, \quad (14.1)$$

де σ_1, σ_3 – відповідно найбільше та найменше головні напруження, $\psi = \frac{R_p}{R_c}$ – коефіцієнт крихкості, який дорівнює відношенню межі міцності щодо розтягування R_p – до межі міцності щодо стискування R_c .

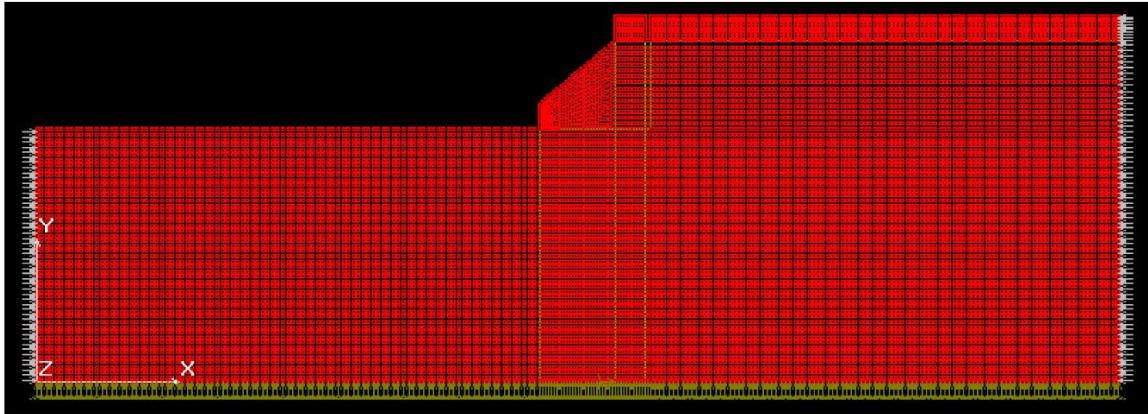


Рисунок 14.2 – Апроксимація досліджуваної області чотирикутними елементами

У загальному випадку напруженого стану умова міцності набуває вигляду

$$(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2 - R_c^2(\sigma_x + \sigma_y) = 0. \quad (14.2)$$

Для матеріалів, які однаково опираються на стискування та розтягування, $\psi = 1$. У цьому випадку з виразу (14.2) впливає теорія міцності Кулона.

Розв'яжемо рівняння (11.22) відносно R_c і отримаємо:

$$\sigma_e = \frac{(\psi - 1)(\sigma_1 + \sigma_2) + \sqrt{(1 - \psi)^2(\sigma_1 + \sigma_3)^2 + 4\psi(\sigma_1 - \sigma_3)^2}}{2\psi} \leq R_c k_c. \quad (14.3)$$

Ліва частина рівності (11.23) являє собою деяке напруження, приведене до одноосьового стану, іншими словами, напруження, що є еквівалентним по відношенню до одноосьового.

Відмінність міцності масиву від міцності зразків ґрунту оцінюється коефіцієнтом структурного послаблення, який одержано на підставі статистичної теорії міцності з припущенням, що міцність зразків гірничих порід розподілена за нормальним законом [5].

Для умов, що розглядаються, коли враховувалася лише статистична неоднорідність середовища без тріщин, коефіцієнт структурного послаблення $k_c = 0,4$.

З урахуванням неоднорідності порід умова граничного стану порід набуває вигляду:

$$\sigma_e = R_c k_c, \quad (14.4)$$

або

$$k = \frac{R_c k_c}{\sigma_e} = 1. \quad (14.5)$$

Величину k надалі називатимемо *коефіцієнтом запасу міцності ґрунту до точки ґрунтового укосу*, яка розглядається.

Таким чином, задача зводиться до відшукування такої граничної поверхні, на якій задовольняється умова (14.1). При чисельному розв'язанні задачі про плоску деформацію перерізу породного масиву, який розглядається, результатом розрахунків є слід цієї поверхні, тобто, сукупність точок площини, у яких виконується граничне співвідношення (14.2). Стосовно МСЕ, це сукупність елементів, у яких комбінація нормальних та дотичних напружень задовольняє умови міцності (14.1) з деякою наперед заданою точністю.

На рис. 14.3 чорним кольором показані елементи, в яких виконується дане співвідношення, тобто, коефіцієнт запасу міцності k близький до одиниці, що відповідає висоті укосу $H = 43,0$. Центри тяжіння цих елементів утворюють ізолінію еквівалентних напружень $\sigma_e = R_c k_c$, тобто, ізолінію коефіцієнту міцності $k = 1$.

Ізолінія має опукло-ввігнуту форму, починається біля підніжжя уступу та закінчується в тому місці, де виконаний технологічний пропил, що сприяє зсуванню ґрунтової маси. Форма отриманої лінії зсування близька до тієї, що спостерігалася фактично в натурних умовах та відповідає ковзанню за В.В. Соколовським.

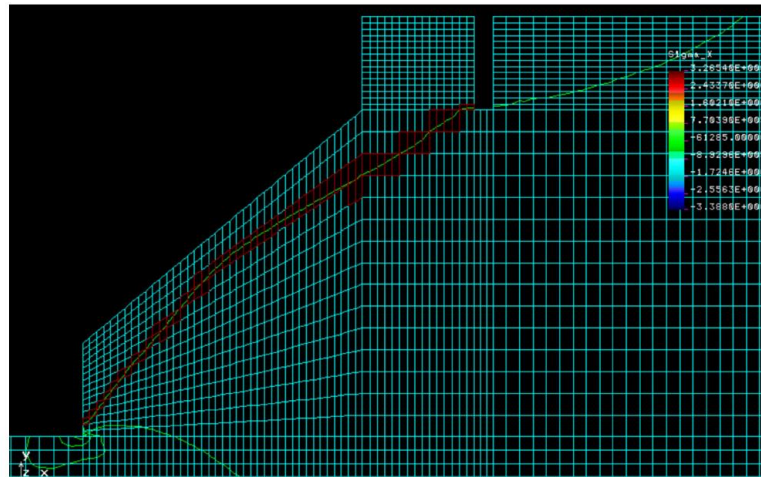


Рисунок 14.3 – Картина збігу розподілу складових нормальних напружень з елементами, у яких виконується умова (14.5)

Цікаво, що ізолінія $\sigma_e = R_c$ практично ідеально (див. рис. 14.3) збігається з єдиною з ізоліній нормальних напружень σ_x , яка починається біля підніжжя уступу та закінчується біля основи вертикального пропилю (для умов розрахунку це ізолінія $\sigma_e \cong 2$ МПа).

Наступні розрахунки, виконані для різних комбінацій властивостей міцності та геометричних розмірів порід укосів, підтвердили це спостереження [39]. Очевидно, саме горизонтальна складова нормальних напружень відіграє основну роль у процесі руйнування ґрунтового укосу в даній гірничотехнічній ситуації.

14.2 Стійкість неоднорідного (шаруватого) ґрунтового укосу

Наявність у масиві уступу шарів різної потужності з різними фізико-механічними характеристиками та наявністю виробок в уступі суттєво не ускладнює задачу. У МСЕ є можливість завдання сітки скінчених елементів навколо об'єктів будь-якої складності і фізико-механічних властивостей для кожного елемента. Чим менший розмір скінченого елемента, тим вищою є точність розрахунків. Нижче наведено приклад вирішення такої задачі [27].

При комбінованому способі розробки родовищ корисних копалин формується складна геомеханічна система характерною особливістю якої є різноманітний вплив ряду факторів природного та техногенного походження. На напружено-деформований стан гірського масиву одночасно впливають технологічні операції відкритих і підземних гірничих робіт. При відпрацюванні верхньої частини покладу відкритим способом і доопрацювання родовища підземним способом виникає ряд проблем, головними з яких є ускладнення підтримки бортів кар'єру в стійкому стані через наявність і постійне нарощування пустот під бортом і під дном кар'єра і забезпечення стійкості підземних споруд, що піддаються впливу відкритих гірничих робіт.

Задачі стійкості прироблених укосів уступів кар'єрів і відвалів розглядаються в контексті конкретної технології комбінованої розробки з урахуванням впливу найбільш значущих чинників, до яких відносять гірничо-геологічні умови родовища, його обводненість, тріщинуватість, статичні і динамічні навантаження, сейсмічні дії та ін.

Стійкість насипних масивів в зоні ведення відкритих розробок також є актуальною технічною задачею. Так, наприклад, при спорудженні насипу для конвеєрів циклічно-потокової технології (ЦПТ) скельних порід розкриву в Первомайському кар'єрі Північного ГЗК мали місце зсувні процеси на робочому борту кар'єра внаслідок гідродинамічних і сейсмічних впливів.

Підземні гірничі виробки, як в процесі експлуатації, так і після погашення і закладання виробленого простору, в залежності від геометричних параметрів і глибини закладки камер можуть суттєво вплив на напружено-деформований стан породного масиву аж до земної поверхні. Стійкість внутрішніх і зовнішніх відвалів розкривних порід в значній мірі залежить від сейсмічних впливів. Масові вибухи на кар'єрі виступають в якості критичного фактору, ініціюючи деформації в прибортового масиві і активізацію зсувних процесів.

Метою дослідження є оцінка стійкості внутрішнього відвалу відсипаного на підробленій основі неробочого борту кар'єру з урахуванням складної структури, властивостей порід, погашених підземних гірничих виробок,

сейсмічних впливів від масових вибухів на Першотравневому кар'єрі Північного ГЗК (Кривбас, Україна). Відповідно до проекту розвитку гірничих робіт комбінатом передбачається організація складування розкривних порід у виробленому просторі Першотравневого кар'єра, що дозволить скоротити експлуатаційні витрати на транспортування гірничої маси.

Тимчасовий приконтурний відвал розкривних порід знаходиться на південно-західному борту Першотравневого кар'єра, поблизу існуючих перевантажувальних майданчиків №15, 16 горизонту +53,0 м і займає площу 35,0 га (рис. 14.4).

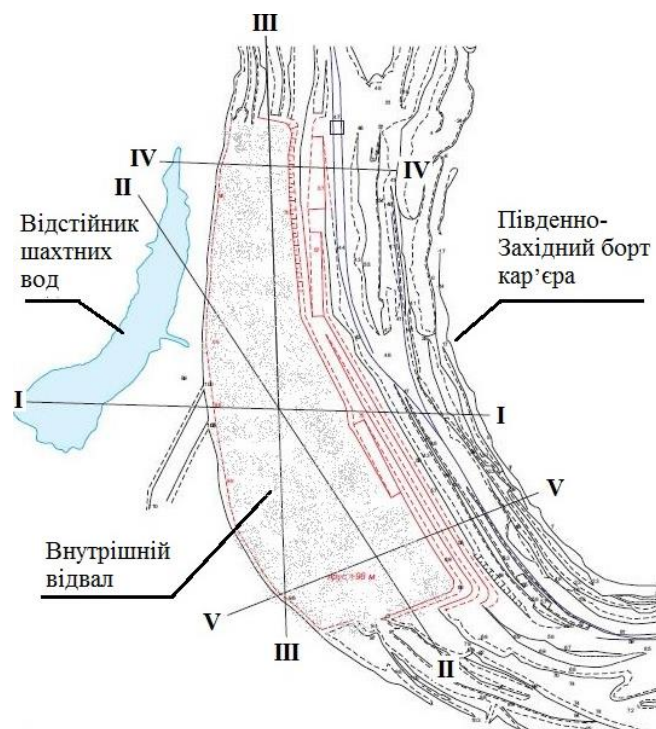


Рисунок 14.4 – План внутрішнього відвалу

Підошвою відвалу є горизонт +53,0 м, складений скельними породами з хорошою несучою здатністю, тому підготовчі роботи по підготовці підстави не передбачаються. Верхня межа відвалу проходить за існуючим уступу з відміткою +100,0 м сформованого борту кар'єра (рис. 14.5).

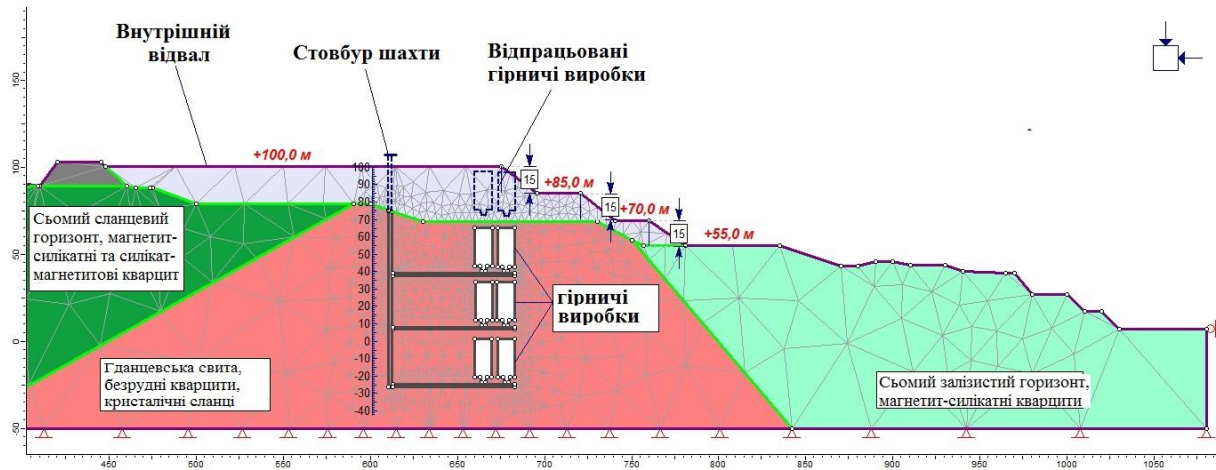


Рисунок 14.5 – Профіль внутрішнього відвалу по розрізі І-І

Яруси відвалу формуються відсипанням розкривних порід під кутами природних укосів, які в середньому складають 36-37⁰. Згідно з рекомендаціями щодо підвищення стійкості відвалу передбачається відсипання трьох ярусів: 1-й ярус з відміткою +70,0 м, 2-й ярус – +85,0 м, 3-й ярус – +100,0 м. У кінцевому положенні яруси примикають до бортів кар'єра утворюючи рівну поверхню на позначці +100,0 м. Особливістю даної ділянки для спорудження внутрішнього відвалу є наявність пустот від погашених виробок внаслідок розробки залізорудного родовища підземним способом шахтою «Червоний партизан». Тому, при визначенні кінцевих кордонів відсипання тимчасової внутрішнього відвалу бралось до уваги розташування існуючих комунікацій і наявність зон можливого вирвоутворення від підземних пустот, утворених при підземній розробці рудних покладів.

За наявними технологічними даними розробка підземним способом була прийнята камерна із закладкою первинних камер. Розміри камер: висота – 22 м; довжина – 40-60 м; ширина – 10 м. Згідно з техніко-економічним обґрунтуванням проекту внутрішнього відвалу можливі зони вирвоутворення від підземних пустот не є стримуючим фактором через їх незначну площу. Передбачається, що навантаження земної поверхні відвальної масою в зоні можливих лійкоподібних просадок не активізує розвиток процесу зрушення масиву порід.

Для оцінки стійкості внутрішнього відвалу, що відсипається на південно-західному борту Першотравневого кар'єру ПівнГЗК в програмі кінцево-елементного аналізу Phase2 заданий геометричний профіль досліджуваного об'єкта. Для розкривних порід задані відповідні фізико-механічні характеристики розкривних порід. Коефіцієнт Пуассона μ приймається рівним 0,27 – для великоуламкових ґрунтів, 0,30 – для пісків і супісків, 0,35 – для суглинків і 0,42 – для глин. В якості критерію руйнування для оцінки стійкості насипу обраний критерій Кулона-Мора.

Для оцінки сейсмічного впливу від масових вибухів на кар'єрі в програмі Phase2 задаються максимальні значення прискорень акселерограми в діапазоні 0,00625-0,1 в частках прискорення вільного падіння g , що відповідає землетрусу з магнітудою 3-7 балів.

Аналіз стійкості внутрішнього відвалу, виконаний за умовними профілями I-I, II-II, III-III, V-V дозволив виявити найбільш уразливі ділянки схильні до деформацій і зсувних процесів.

Чисельне моделювання дозволило визначити КЗС внутрішнього відвалу з урахуванням сейсмічних навантажень від масових вибухів.

Профіль I-I. Без урахування сейсмічного впливу КЗС = 3,46. Максимальні зміщення на схилі відвалу досягають 0,56...0,84 м при заданих геометричних параметрах відвалу. При сейсмічних впливах від масових вибухів від 0 до 7 балів КЗС укосів відвалу змінюється від 3,36 до 2,3.

Профіль II-II. Без урахування сейсмічного впливу КЗС = 3,36. Зміщення в масиві досягають 0,03-0,04 м. При сейсмічних впливах від масових вибухів від 0 до 7 балів КЗС укосів відвалу знижується з 3,36 до 2,46.

Профіль III-III. Без урахування сейсмічного впливу КЗС = 8,19. Максимальні зміщення на схилі відвалу сягають 0,56...0,84 м при заданих геометричних параметрах відвалу. При сейсмічних впливах від масових вибухів від 0 до 7 балів КЗС укосів відвалу змінюється від 8,19 до 4,2.

Профіль V-V. Без урахування сейсмічного впливу КЗС = 2,03. Максимальні зміщення на схилі відвалу досягають 5,3...7,3 м при заданих геометричних

параметрах відвалу. При сейсмічних впливах від масових вибухів від 0 до 7 балів КЗС укосів відвалу змінюється від 2,03 до 1,53. Незважаючи на високі значення КЗС, відвал схильний до деформацій масиву у вигляді осипів і масштабних зсувів.

На рис. 14.6, як приклад, представлені результати чисельного моделювання стійкості внутрішнього відвалу на підробленому борту кар'єра і розвиток можливих деформацій масиву порід в зоні впливу погашених підземних виробок за профілем I-I.

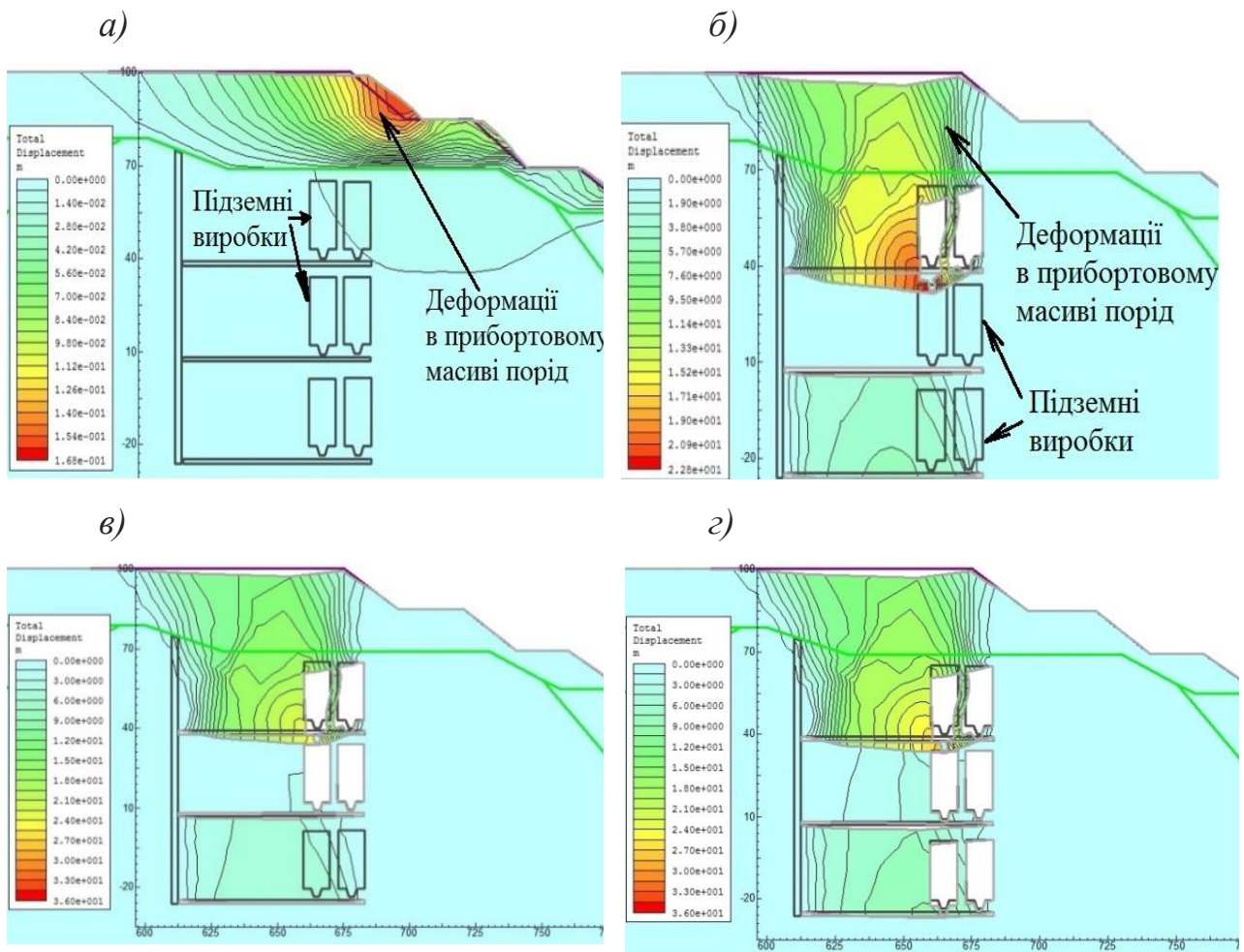


Рисунок 14.6 – Максимальні зміщення масиву порід за профілем I-I:

- а) камери відсутні, б) дві камери,
- в) чотири камери, г) шість камер

Розрахунок моделі реалізовувався в 4 етапи з імітацією послідовної екскавації порід і утворенням камер – порожнин прямокутного перетину.

Основні висновки в результаті моделювання наступні.

Без урахування впливу підземних виробок істотних просадок сформованої поверхні внутрішнього відвалу не спостерігається (рис. 14.6,а). Максимальні зміщення масиву у вигляді осипів верхнього укосу досягають $U_{xy} = 0,14...0,16$ м.

При урахуванні камерного відпрацювання першого поверху підземних виробок можливо виникнення деформації масиву, максимальні зміщення навколо камер сягають $U_{xy} = 7,6...19,0$ м, що можна порівняти з їх розмірами.

Порушення масиву поширюється на сформовану поверхню внутрішнього відвалу в вигляді масштабної зони просідання розмірами до 50-60 м в діаметрі і до 4 м в глибину (рис. 14.6,б). Також можливі незначні деформації укосу першого уступу відвалу, проте їх розвиток направлено в протилежному напрямку від виробленого простору кар'єру.

Картина деформацій масиву порід з урахуванням виробленого простору камер першого і другого поверхів істотно не змінюється. Максимальні зміщення виникають навколо камер першого поверху і досягають значень $U_{xy} = 18...20,0$ м і на другий поверх не поширюються (рис. 14.6,в). Якщо врахувати наявність порожнини від всіх підземних виробок, то зміщення навколо камер першого поверху досягають $U_{xy} = 19,0...22,0$ м, а навколо виробок третього поверху – $U_{xy} = 3,0...6,0$ м (рис. 5.11,г).

Слід зазначити, що розглянутий вище сценарій розвитку деформацій і зсувів порід внутрішнього відвалу на підробленому борту кар'єра може мати місце лише при наявності двох наступних умов:

- 1) підземні виробки (камери) не містять закладного матеріалу;
- 2) відбувається сейсмічний вплив від масових вибухів на кар'єрі.

Таким чином, виконано геомеханічну оцінку стійкості внутрішнього відвалу кар'єра, який споруджено на неробочому борту, з урахуванням його складної структури, наявності підземних виробок, властивостей порід і сейсмічних впливів від масових вибухів.

14.3 Напружено-деформований стан шаруватої ґрунтової основи, яка містить колектор під фундаментом будівлі

Попередні дані для розрахунку. Для того, щоб показати, наскільки широкими є можливості, що відкриваються при використанні методу скінчених елементів при вирішенні інженерних задач, нижче виконано оцінку напружено – деформованого стану складної інженерної системи, яка має наступні структурні елементи:

1. Ґрунтова основа, яка складається з 5 ґрунтових шарів, що мають різні механічні властивості (рис. 14.7, таблиця 14.1). Розміри ґрунтового масиву, який входить до моделі, дорівнюють: довжина – 36 м x 48 м, висота – 16,7 м.

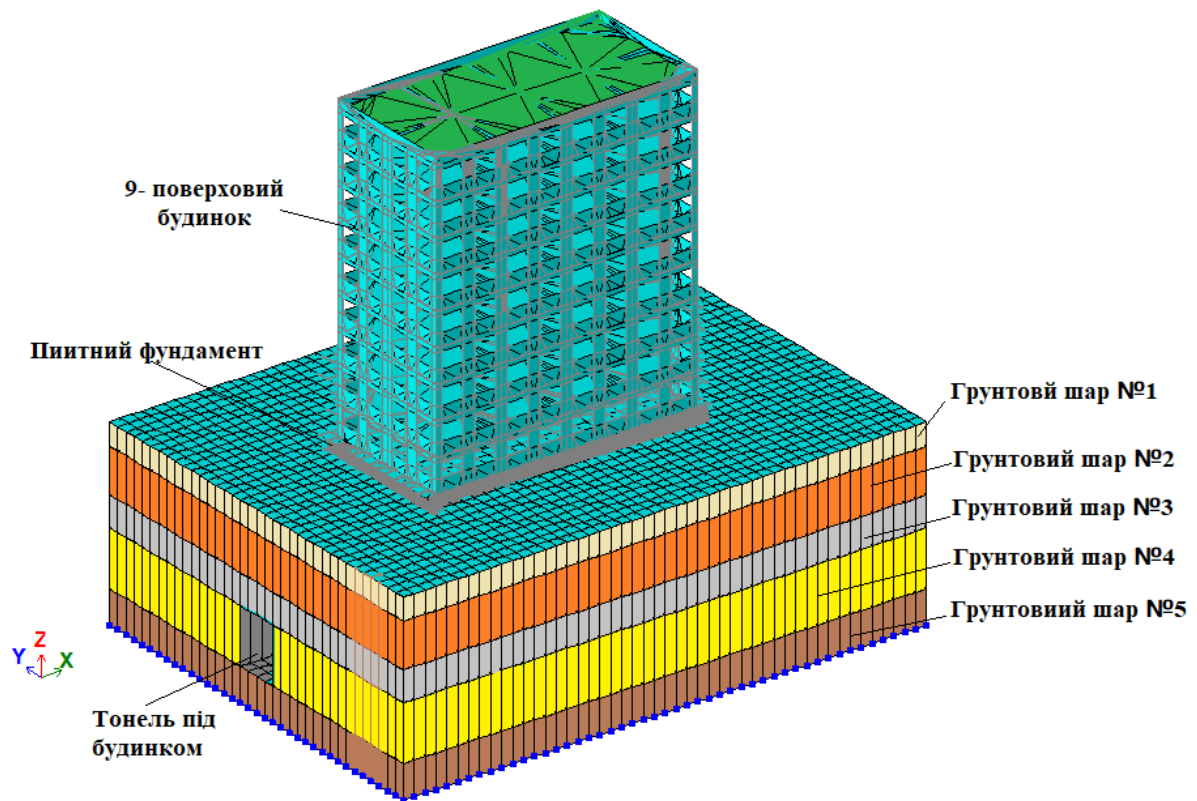


Рисунок 14.7 – Скінчено-елементна модель геотехнічної системи «основа з колектором – плитний фундамент – надфундаментна будівля (9 – поверховий дім каркасного типу)»

Таблиця 14.1 – Механічні властивості ґрунтових шарів, що складають основу

№	Найменування ґрунту	Товщина ґрунтового шару h , м	Питома вага ґрунту γ , т/м ³	Коефіцієнт Пуассона ν	Модуль загальної деформації E , т/м ²
1	Пісок середній жовтий	2,00	1,78	0,30	1800
2	Глина червона тугопластична	4,00	1,82	0,42	1985
3	Супісок напівтвердий сірий	2,70	1,91	0,34	2200
4	Пісок мілкий жовтий	5,00	1,96	0,33	1730
5	Супісок бурий твердий	3,00	2,01	0,30	2100

2. Підземний колектор з перерізом квадратної форми має розміри 4 м (ширина) та 5 м (висота) і бетонне кріплення товщиною 0,35 м (рис. 14.7). Верх колектору знаходиться на глибині 8,7 м від денної поверхні, а підшва – на глибині 13,7 м від підшви фундаменту. Колектор пройдено під центром будівлі і орієнтовано у напрямку вісі Ox . Механічні властивості бетону, з якого виконано кріплення колектору, наведено у табл. 14.2.

3. На поверхні основи розташований плитний фундамент, який має наступні розміри: 14 м х 26 м і товщиною 0,50 м (рис. 14.7 и 14.9). Механічні властивості бетону, з якого виконано фундамент, наведено у табл. 14. 2.

4. На фундамент спирається будівля з просторовим каркасом (рис. 14.7 і 14. 10) і самонесучими стінами.

4.1. Будівля в плані має розміри 12 м х 24 м і висоту 27 м.

4.2. Будівля безпідвальна, 9-поверхова, с висотою поверху 3 м.

4.3. Колони каркасу мають переріз 0,40 м х 0,40 м (рис. 14.7 и 14.11).

Механічні властивості бетону, з якого виготовлені балки, наведено у табл. 14.2.

4.4. Балки каркасу мають переріз 0,40 м х 0,40 м (рис. 14.7 и 14.11). Механічні властивості бетону, з якого виготовлені балки, наведено у табл. 14.2.

4.5. Переkritтя каркасу мають товщину 0,20 м (рис. 14.7 и 14.12). На переkritтя діє вертикальна рівномірно розподілене навантаження, яке дорівнює 0,5 т/м². Механічні властивості бетону, з якого виготовлені балки, наведено у табл. 14.2.

4.6. Механічні властивості матеріалу, з якого виготовлено стіни (рис. 14.7 і 14.13), наведено у табл. 14.2.

Таблиця 14.2 – Механічні властивості матеріалу, з якого виготовлено несучі конструкції будівлі і колектору

<i>№</i>	<i>Найменування несучої конструкції</i>	<i>Розміри перетину або товщина конструкції, метри</i>	<i>Питома вага γ, т/м³</i>	<i>Коефіцієнт Пуассона ν,</i>	<i>Модуль пружності E, т/м²</i>
1	Тунель	0,35	2,50	0,2	2000000
2	Плитний фундамент	0,50	2,50	0,2	2000000
3	Каркас. Колони	0,40 х 0,40	2,50	0,2	2000000
4	Каркас. Балки	0,40 х 0,40	2,50	0,2	2000000
5	Стіни та огороження даху	0,38	1,85	0,25	190000

Усі обчислення виконані у програмному продукті «Ліра».

В результаті розрахунків отримано наступні компоненти напружень і переміщень розглянутої геотехнічної системи:

1. Лінійні переміщення вузлів лінійних, плоских і об'ємних елементів в напрямку вісей O_x , O_y і O_z .

2. Кутові переміщення перерізів лінійних, плоских і об'ємних елементів (кути повороту) відносно вісей O_x , O_y і O_z .

3. В лінійних елементах конструкцій (тобто в стрижнях):

- ✓ повздовжні сили N ;
- ✓ вигинальні моменти M_x , M_y , M_z ;
- ✓ перерізуючі сили Q_x , Q_y , Q_z .

4. В плоских елементах конструкцій (тобто в пластинах):

- ✓ нормальні напруження N_x , N_y , N_z ;
- ✓ дотичні напруження τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yz} ;
- ✓ вигинальні моменти M_x , M_y , M_{xy} ;
- ✓ перерізуючі сили Q_x , Q_y .

5. В об'ємних елементах конструкцій (у тому числі, в гуртовій основі):

- ✓ нормальні напруження N_x , N_y , N_z ;
- ✓ дотичні напруження τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yz} ;

Детально описати процес побудови великої кількості компонент напружень і переміщень в рамках одного розділу неможливо. Тому для ілюстрації отриманих за допомогою методу скінчених елементів результатів використані ізополя наступних силових факторів:

1. Ізополя вертикальних переміщень, які діють в площинах Oxz і Oyz , що проходять через початок координат (рис. 14.8,а і 14.8,б).

2. Ізополя вертикальних напружень, які діють в площинах Oxz і Oyz , що проходять через початок координат (рис. 14.9-а і 14.9-б).

3. Ізополя вигинальних моментів, які діють в кріпленні колектору (рис. 14.10-а і 14.10-б).

Розглянутий вище приклад свідчить про те, що з використанням універсального методу скінчених елементів є можливість детального дослідження напружено – деформованого стану всіх елементів, які складають структуру складної геотехнічної моделі.

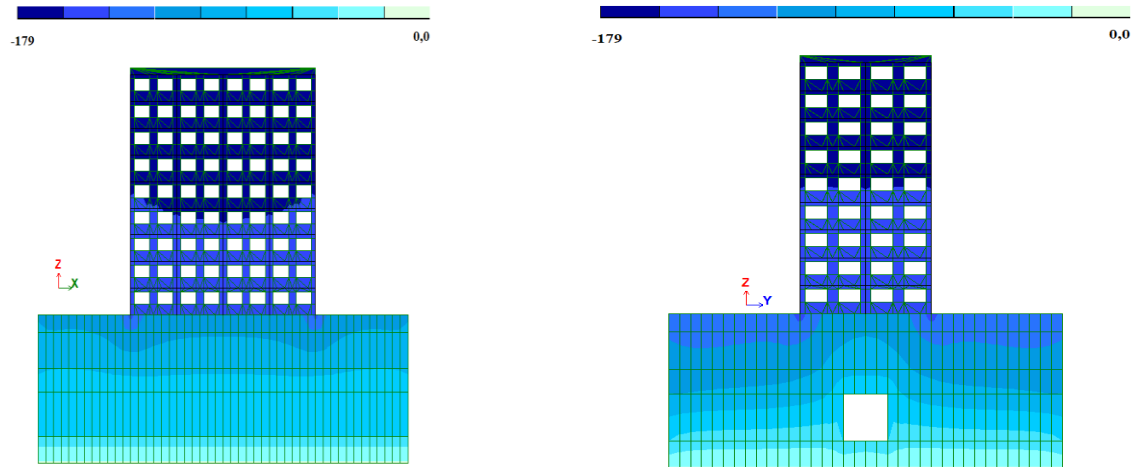


Рисунок 14.8 – Ізополя вертикальних переміщень основи, фундаменту і надфундаментної конструкції, мм: а) площина Oxz ; б) площина Oyz

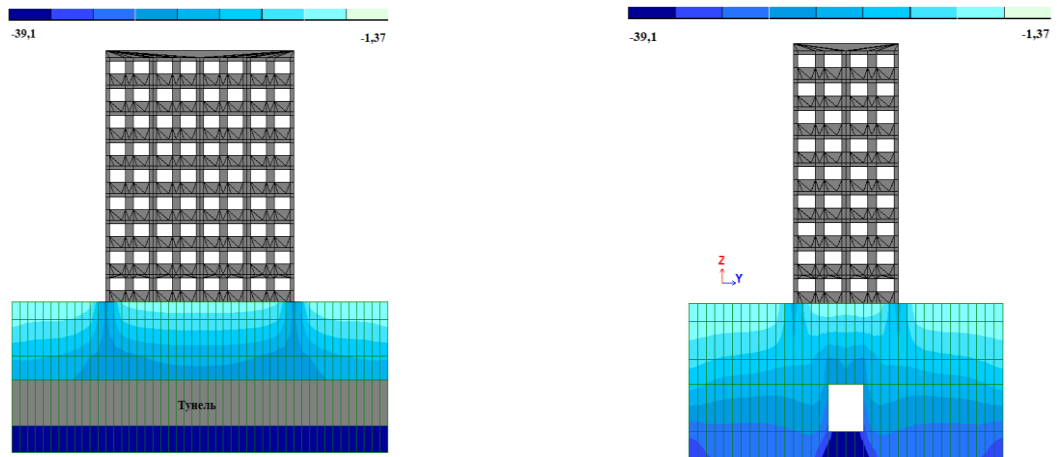


Рисунок 14.9 – Ізополя вертикальних напружень в основі, t/m^2 :
а) площина Oxz ; б) площина Oyz

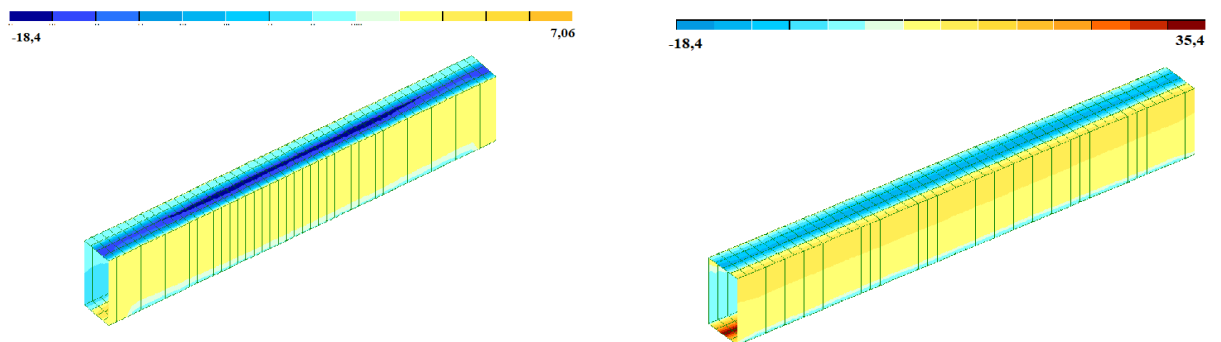


Рисунок 4.10 – Вигинальні моменти в кріпленні колектору, тм:
а) вигинальний момент M_x ; б) вигинальний момент M_y

Контрольні питання і завдання до Розділу 14

1. Які ви знаєте умови міцності, що дозволяють оцінювати стійкість геотехнічних систем?
2. Чим відрізняються розрахункова схема від скінчено-елементної схеми?
3. Як відбувається розбиття досліджуваної моделі від на скінчені елементи?
4. Які можливості закладені у програмні продукти, які побудовано на методі скінчених елементів?
5. Які параметри можна отримати в результаті дослідження складної геотехнічної системи?
6. Назвіть відомі вам програмні продукти, які частіше всього використовуються при дослідженні напружено-деформованого стану геотехнічних систем?

ВИСНОВКИ

Коло завдань, які висвітлені у даній книзі, далеко не повністю охоплює всі задачі, які вирішуються за допомогою механіки ґрунтів. Так, поза межами розгляду залишилися проблеми будівництва в умовах вічної мерзлоти, сейсмічних впливів, складного ландшафту, гірських районів тощо. Для знайомства з ними слід звернутися до спеціальних монографій, які дозволять нашим студентам дати розуміння того, що в наші часи будівництво стало можливим у будь-яких геологічних умовах.

Своє основне завдання під час написання цієї книги автори вбачали, насамперед, у тому, щоб познайомити майбутнього інженера-будівельника з методами та засобами дослідження ґрунтових масивів як деякого, доволі складного з точки зору структури, середовища, а також показати, який складний еволюційний шлях пройшла механіка ґрунтів від примітивних механічних моделей до сучасних методів числового аналізу. При цьому звичні детерміновані уявлення про об'єкт досліджень все частіше замінюють імовірно-статистичні моделі, що дозволяють по-іншому подивитися на ґрунтовий масив, який є основою, середовищем для зведення будинків та споруд.

Комп'ютерні методи дозволяють розглядати механічну систему «споруда - ґрунтовий масив» як систему високого ступеню складності, що не під силу аналітичним та лабораторним методам досліджень. Наявність великої кількості різноманітних програмних продуктів дозволяє виконувати геотехнічні розрахунки з великим ступенем точності і надійності. Одна із задач підручника полягає у необхідності ознайомити студентів з можливостями сучасних обчислювальних програм.

Людина в силу необхідності неодмінно будуватиме все більш і більш складні об'єкти, контролюючи стан ґрунтового масиву з точки зору безпеки будівництва на ньому будівель і споруд, освоюючи при цьому і підземний простір. Знання закономірностей поведінки ґрунтів, гірських порід, які взаємодіють з будинками та спорудами, що зводяться, будуть основою для ефективного та безпечного будівництва.

Список використаної літератури

1. Гольдштейн М.Н., Кушнер С.Г., Шевченко М.І. Розрахунок осідань і міцності основ будівель і споруд. К.: Будівельник, 1977. – 208 с.
2. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти: Підручник / М.П. Зоценко, В.І. Коваленок, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швецов, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Вінніков. – Полтава, ПНТУ, 2004. – 508 с.
3. Механіка ґрунтів. Основи і фундаменти: Підручник / В.Б. Швець, Ю.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, О.О. Петраков, В.Г. Шаповал, С.В. Біда. Дніпропетровськ: Пороги, 2012. – 196 с. с іл.
4. Шаповал В.Г., Седін В.Л., Шаповал О.В., Моркляник Б.В., Андреев В.С. Механіка ґрунтів. Дніпропетровськ: Пороги, 2010. – 168 с.
5. Шашенко О.М., Пустовойтенко В.П., Сдвижкова О.О. Геомеханіка. К.: Новий друк, 2016. – 528 с.
6. Тимошенко С.П., Гудьер Дж. Теория упругости. М.: Наука, 1975. – 576 с.
7. Гордон Дж. Конструкции, или почему не ломаются вещи. М.: Мир, 1980. – 390 с.
8. Griffith A.A. The theory of rupture. Proc. Ict. Int. Congr. Appl. Mech. – Delft, 1924. – p.55-63.
9. Тимошенко С.П. История науки о сопротивлении материалов. М.: Иностранная литература, 1957. – 536 с.
10. Taylor G.I. The mechanism of plastic deformation of crystals. I.: Theoretikal. Proc.Rog.Soc.A., 1934, № 855. – p. 362-387.
11. Мор О. Чем обусловлен предел прочности и временное сопротивление материала. В сб.: Новые идеи в технике. Петроград: Образование, 1915, № 1. С. 1-50.
12. Виноградов В.В. Геомеханіка управління станом масиву поблизу гірських вироботок. К.: Наукова думка, 1983. – 192 с.

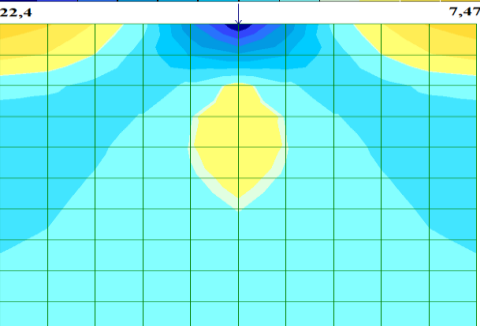
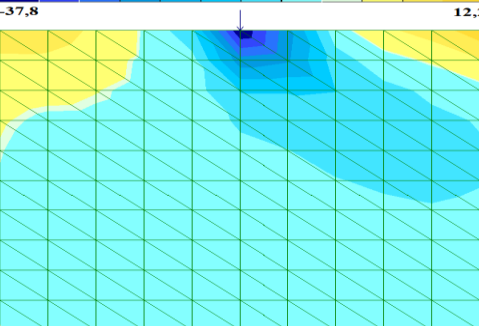
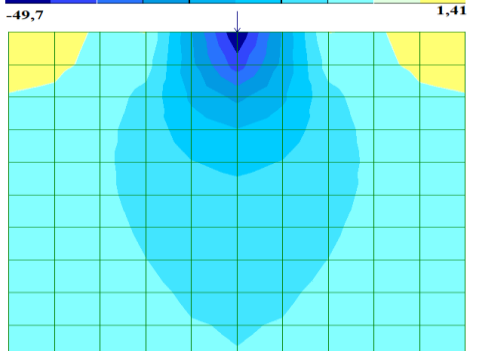
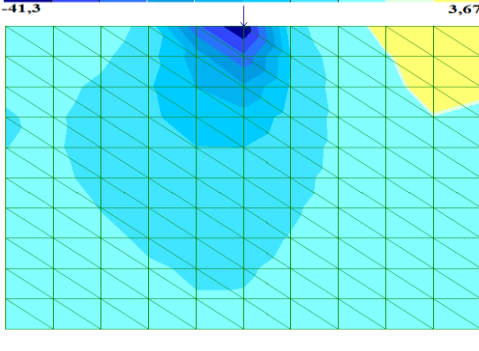
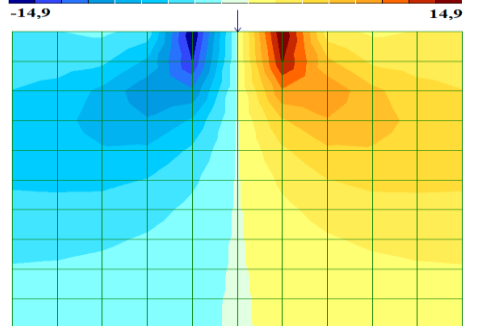
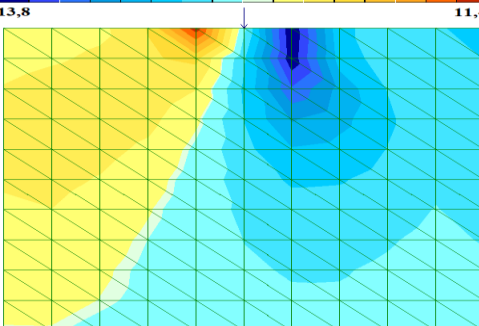
13. Писаренко Г.С., Лебедев А.О. Опір матеріалів деформуванню та руйнуванню при складному напруженому стані. К.: Наукова думка, 1969. – 209 с.
14. Міцність матеріалів та елементів конструкцій в екстремальних умовах. У 2-х томах. Під ред. Г.С. Писаренко. К.: Наукова думка, 1980, т. 1. – 535с.
15. Weibull W. A statistikal theory of the strength of materials / Ing. Vetenskamps Akad 1939, Handl № 151. – 45 p.
16. Orowan E. Fracture and strength of solids. Repts. Progn. Phys., 1948, 49, № 12. – p. 185232.
17. Brady B.T. A mechanical education of state for brittle rocks.-Int.I.Rock Mech.and Mining Sci., 1970, vol.7. – p. 485-421.
18. Макклінтон Ф., Аргон А. Деформации и разрушение материалов. – М.: Мир, 1970. – 443 с.
19. Cook H.G.W., Hoek E. Rock mechanics Appling to the Study of Rockbursts. – J. of the South A.J. of Min. and Met., 1966, p. 435-528.
20. ДСТУ Б В.2.1-17:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Грунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей. К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 31 с.
21. БНіП П-94-80 Норми проектування. Підземні вироблення (діючий Постанова від 31.12.1980 № 232).
22. Шашенко О.М., Сургай М.С., Парчевський Л.Я. Методи теорії ймовірностей у геомеханіці. К.: Техніка, 1994. – 216 с.
23. Фелениус В. Статика ґрунтів. М.: Стройиздат, 1933. – 318 с.
24. Терцаги К. Теория механики ґрунтов. М.: Госстройиздат, 1961. – 506 с.
25. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво у сейсмічних районах України. Зміна № 1. // ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК).

26. Крауч С., Старфилд А. Методы граничных элементов в механике твердого тела. М.: Мир, 1987. – 236 с.
27. Нурпеісова М.Б., Ковров О.С Управління стійкістю кар'єрних укосів. Дніпро. – Литограф, 2016. – 363 с.
28. P.A. Cundall, O.D.L. Strack. A discrete numerical model for granular assemblies. *Geotechnique*, 1979, №1. – С. 47-65.
29. Ткач О.О. Метод дискретних елементів у векторному викладі. 1. Схема обчислень та рівнянь руху. *Науковий вісник НГУ*, 2003, № 1. – С.73-76.
30. Ткач О.О. Метод дискретних елементів у векторному викладі. Simulink – модель дискретного середовища. *Науковий вісник НГУ*, 2003, № 2. – С. 71-74.
31. Національний стандарт України. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти.
32. Національний стандарт України. ДБН В.2.1-10-2018. Основи та фундаменти
33. Національний стандарт України. ДСТУ-Н Б В.1.1-422. Настанова з проектування будівель і споруд на підроблюваних територіях.
34. Національний стандарт України. ДБН В.1.1-46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів, та обвалів.
35. Національний стандарт України. Зміна №1 до ДБН В.2.1-10-2009 Пальові фундаменти.
36. Національний стандарт України. ДСТУ-Н Б В.1.1-38:2016. Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від підтоплення та затоплення.
37. Національний стандарт України. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін.
38. Шашенко А.Н., Сдвижкова Е.А., Хозяйкина Н.В., Полищук С.З. Предельная устойчивость подрабатываемых породных уступов. Матеріали міжнародної конференції «Форум гірників – 2005». Том 4. Національний гірничий університет. Дніпропетровськ, 2005 – С.241-245.

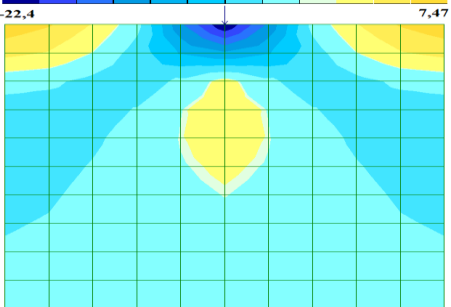
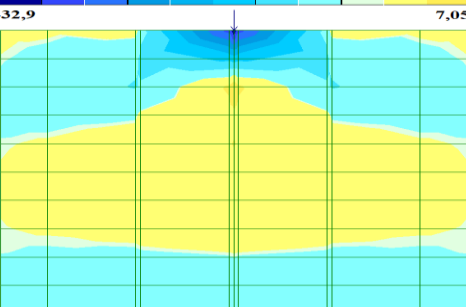
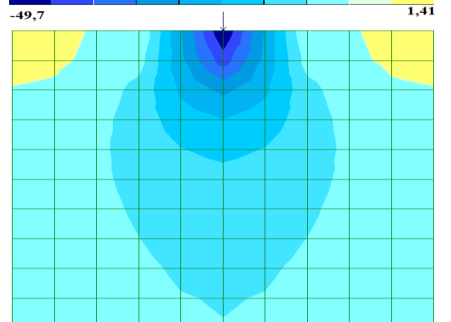
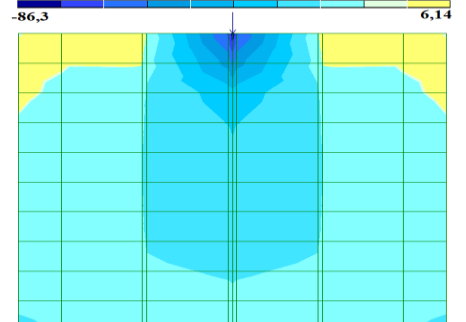
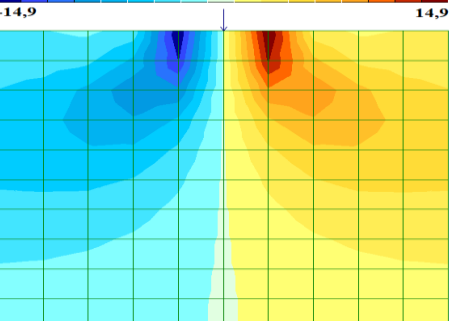
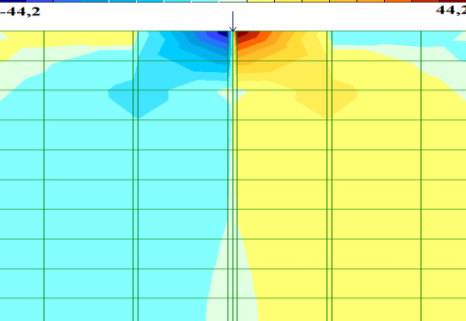
39. Голуб В.В., Поліщук С.З. Аналіз зрушення природних та техногенних укосів з урахуванням пористості та обводненості масиву. Геотехнічна механіка Дніпропетровськ, 2000, Вип. 22. – С. 98-104.

ДОДАТОК 1

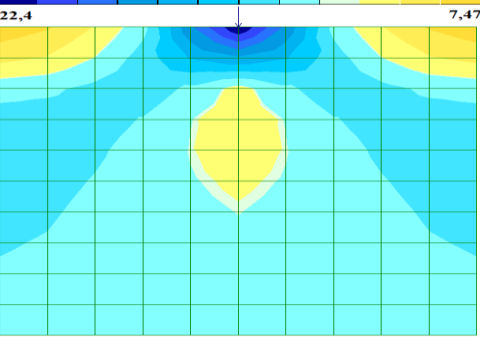
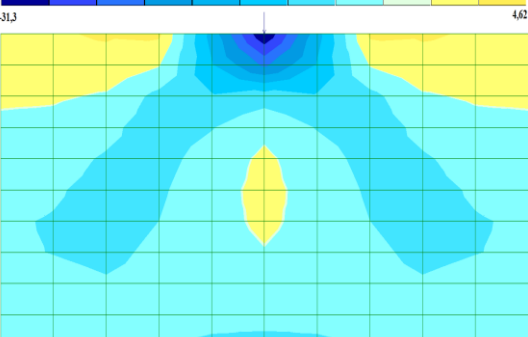
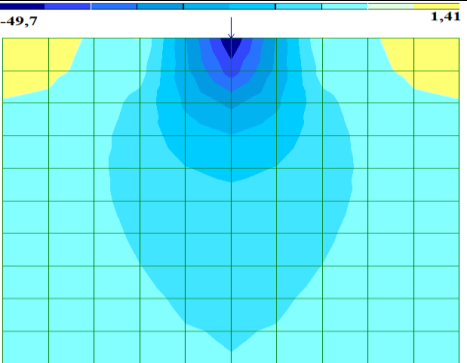
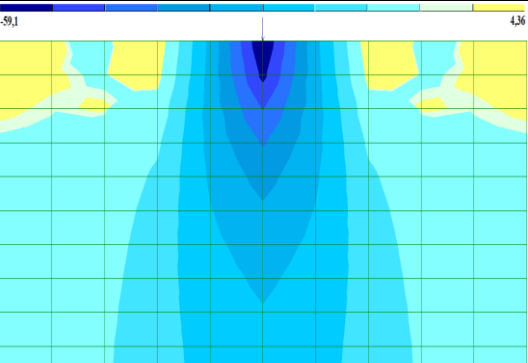
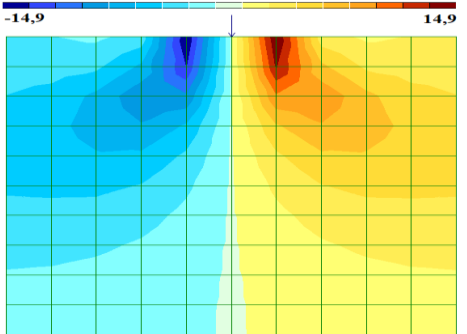
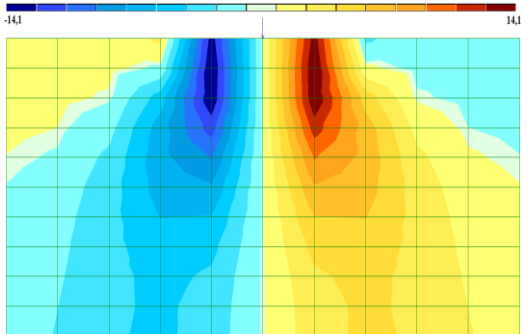
Таблиця Д13.1 – Вплив на значення та характер розподілу напружень форми та розташування кінцевих елементів

Розбивка на прямокутні елементи (еталон)	Розбивка на трикутні елементи	Примітки
		<p>Горизонтальні нормальні напруження σ_x.</p> <p>Примітка: напруження відрізняються у 1,63-1,69 раз</p>
		<p>Вертикальні нормальні напруження σ_z.</p> <p>Примітка: напруження відрізняються у 1,2-2,6 рази</p>
		<p>Дотичні напруження τ_{xz}.</p> <p>Примітка: напруження відрізняються у 1,1-1,3 рази</p>

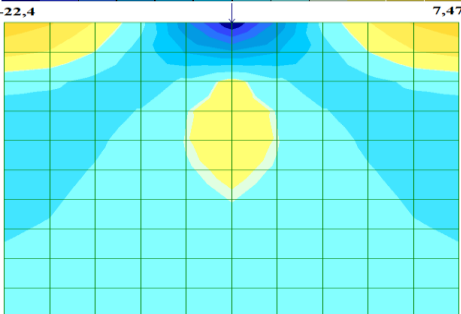
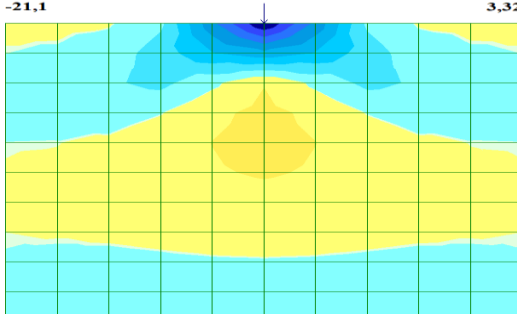
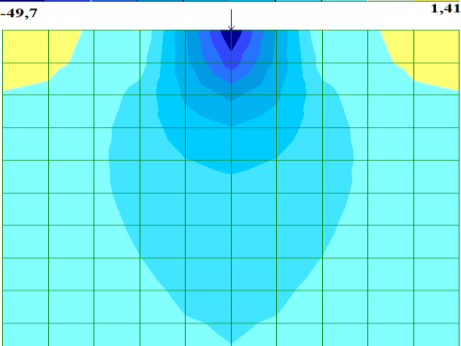
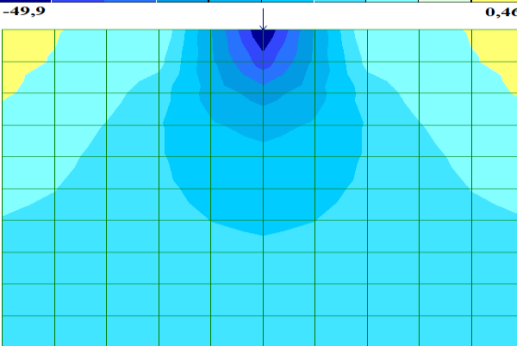
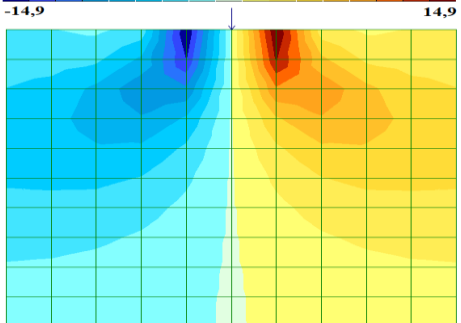
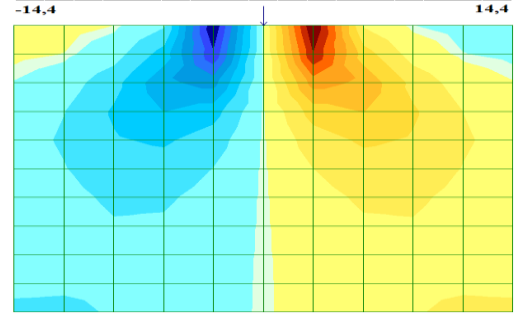
Таблиця Д13.2 – Вплив на значення та характер розподілу напружень співвідношень між сторонами кінцевих елементів

Розбивка на рівносторонні прямокутні елементи (еталон)	Розбивка на прямокутні елементи з різним співвідношенням сторін(1:19 по горизонталі)	Примітки
		<p>Горизонтальні нормальні напруження σ_x.</p> <p>Примітка: напруження відрізняються у 1,06-1,47 раз</p>
		<p>Вертикальні нормальні напруження σ_z.</p> <p>Примітка: напруження відрізняються у 1,74-4,35 рази</p>
		<p>Дотичні напруження τ_{xz}.</p> <p>Примітка: напруження відрізняються у 2,99 рази</p>

Таблиця Д13.3 – Вплив на значення та характер розподілу напружень розмірів розрахункової області

Розбивка на прямокутні елементи (еталон)	Розбивка на прямокутні елементи. Висоти розрахункової області зменшено у 2,5 рази	Примітки
		<p>Горизонтальні нормальні напруження σ_x.</p> <p>Примітка: напруження відрізняються у 1,40-1,62 раз</p>
		<p>Вертикальні нормальні напруження σ_z.</p> <p>Примітка: напруження відрізняються у 1,20-3,10 разів</p>
		<p>Дотичні напруження τ_{xz}.</p> <p>Примітка: напруження відрізняються у 1,05 разів</p>

Таблиця Д13.4 – Вплив на значення та характер розподілу напружень умов закріплення на границі розрахункової області

Розбивка на прямокутні елементи (еталон)	Закріплення з боків розрахункової області відсутні	Примітки
		<p>Горизонтальні нормальні напруження σ_x.</p> <p>Примітка: напруження відрізняються у 1,06-2,25 раз</p>
		<p>Вертикальні нормальні напруження σ_z.</p> <p>Примітка: напруження відрізняються у 1,10-3,05 разів</p>
		<p>Дотичні напруження τ_{xz}.</p> <p>Примітка: напруження відрізняються у 1,05 разів</p>

Навчальне видання

Шашенко Олександр Миколайович
Шаповал Володимир Григорович
Гапєєв Сергій Миколайович
Скобенко Олександр Васильович
Хозяйкіна Наталія Володимирівна

МЕХАНІКА ГРУНТІВ

Підручник

Видано в авторській редакції.

Електронний ресурс.

Підписано до видання 16.05.2024. Авт. арк. 25,8.

Підготовлено до видання в Національному технічному університеті
«Дніпровська політехніка».

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру ДК № 1842 від 11.06.2004.
49005, м. Дніпро, просп. Д. Яворницького, 19.