Київський національний університет імені Тараса Шевченка
Навчально-науковий інститут «Інститут геології»
Кафедра гідрогеології та інженерної геології

О.В. ДИНЯК

ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ

Київ-2020

УДК 624.131.1.3.001.57(075.8)
Д46

Рецензенти:
д. геол. наук, проф. Кошляков. О.Є.

Рекомендовано до друку вченою радою ННІ «Інститут геології»
Протокол №9 від 8 квітня 2020 року

Диняк О.В.
Навчальний посібник з навчальної дисципліни «Інженерно-геологічне моделювання» / О.В Диняк – Інтернет-ресурс Київського національного університету імені Тараса Шевченка. – geol.univ.kiev.ua - 149с.

У посібнику наведені короткі теоретичні відомості та викладені приклади, які призначені для формування у студентів навиків самостійної роботи з програмними засобами, що широко застосовуються при створенні та реалізації різного роду інженерно-геологічних моделей. Наведені методи моделювання і способи розрахунку, що застосовуються при інженерно-геологічних дослідженнях. Викладена методика основних інженерно-геологічних розрахунків основ споруд, стійкості схилів.

Для студентів спеціальності Науки про Землю та споріднених спеціальностей ЗВО.

УДК 624.131.1.3.001.57(075.8)
© Диняк О.В.., 2020

В С Т У П

Насьогодні при інженерно-геологічних дослідженнях оцінка інтенсивності прояву і прогноз розвитку тих чи інших процесів мають бути виражені в кількісній формі. Отримання кількісних характеристик можливе різними способами, серед яких одне з провідних місць займають лабораторне і натурне моделювання та інженерно-геологічні розрахунки.

Розрахункові методи і моделювання з успіхом застосовуються при оцінці стійкості природних схилів і укосів котлованів та насипу, для визначення осадки основ різних споруд, із метою прогнозу переробки берегів водосховищ, для оцінки деформацій в результаті проходки підземних гірничих виробок і тунелів та в інших випадках.

Слід додати, що математичні моделі природних і техногенних процесів відрізняються дуже великою складністю, а їх створення може бути здійснене фахівцями високої кваліфікації. Розробка і використання математичного моделювання для дослідження інженерно-геологічних і геологічних процесів є надзвичайно важливим завданням на сучасному етапі розвитку інженерної геодинаміки.

У цьому посібнику зроблена спроба відобразити можливості основних методів моделювання і способів розрахунку, що застосовуються при інженерно-геологічних досліджень. Викладена методика інженерно-геологічних розрахунків основ споруд, стійкості схилів. Наводиться короткий опис статистичних методів обробки даних для вибору розрахункових показників, що є важливим при виконанні розрахунків і моделюванні.

ОСНОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

σ_{ij}– нормальні напруження, МПа

τ_{ij} - дотичні напруження, МПа

ε_i - відносні деформації подовження (укорочення)

γ_{ij}- відносні зсувні деформації

u, v, w - компоненти переміщень вздовж осей відповідно x, y, z, м

ρ- щільність, г/см^3

E - модуль пружності, МПа

μ - коефіцієнт поперечної деформації (коефіцієнт Пуассона)

G- модуль зсуву, МПа

g - прискорення вільного падіння, м/с^2

n– пористість, %

γ - об'ємна вага породи, г/см^3

$\gamma_в$ - об'ємна вага води, г/см^3

$\gamma_{зв}$ - об'ємна вага породи, зваженої у воді, г/см^3

c - зчеплення, МПа

φ- кут внутрішнього тертя, град.

ψ- кут опору зсуву, град.

$K_{ст}$- коефіцієнт стійкості (запасу)

$E_{зс}$- зсувний тиск, Н

Δ - питома вага мінеральної частини скелета, г/см^3

Розмірності питомої і об'ємної ваги надані в системі МКГСС.

I. МЕТОДИ МОДЕЛЮВАННЯ ГЕОЛОГІЧНИХ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ

1. МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ

Одним з основних завдань інженерної геології є прогноз розвитку сучасних геологічних і виникнення нових інженерно-геологічних процесів як у природних умовах, так і в результаті будівництва різних споруд та освоєння територій. При цьому в більшості випадків прогноз повинен бути кількісним. Тому при розв'язанні прогнозних задач необхідно застосування розрахункових методів і моделювання, яке почали широко використовувати з 50-х років минулого століття. Спочатку для вирішення завдань, що виникали, застосовували різні методи фізичного моделювання, в подальшому у зв'язку з бурхливим розвитком обчислювальної техніки і методики програмування при вирішенні інженерно-геологічних питань більш широкі можливості розкрилися й перед математичним моделюванням.

1.1 Основи інженерно-геологічної схематизації

Застосування методів математичного і фізичного моделювання при вивченні геологічних та інженерно-геологічних процесів потребує схематизації природних умов. Схематизація відіграє важливу роль в інженерно-геологічних дослідженнях і дозволяє обрати та обґрунтувати розрахункові схеми або схеми моделювання процесів.

Схематизація здійснюється в декілька етапів. Основним результатом першого етапу є інженерно-геологічні карти і розрізи, де подається загальна характеристика природної обстановки об'єкта, що вивчається. На другому етапі складаються спеціалізовані [42] карти і розрізи досліджуваного об'єкта, де по можливості більш детально показуються ті риси природної обстановки, від яких буде залежати розвиток сучасних процесів, що вивчаються. У залежності від складності природних умов і вирішуваного завдання спеціалізованих карт і розрізів (інженерно-геологічних моделей) може бути декілька. На останньому етапі складаються розрахункові схеми або схеми для

моделювання (геомеханічні схеми), в яких враховуються вимоги вибраного методу розрахунку або способу моделювання.

Наприклад, для оцінки інженерно-геологічних умов ділянки спорудження греблі за даними польових спостережень, розвідувальних і дослідних робіт складається інженерно-геологічний розріз створу. У залежності від того, яке потрібно буде вирішувати завдання – оцінювати деформованість основи греблі або вивчати її проникність, - складаються інженерно-геологічні моделі, що відрізняються за представленою на них інформацією. Для оцінки деформованості основи на розрізі показуються літологічні пачки, що характеризуються різними деформаційними властивостями. Для вивчення фільтрації під греблею і в обхід її плечових примикань при виділенні пачок основною ознакою слугує проникність порід. Очевидно, що ці розрізи будуть відрізнятися не лише інформацією, але й положенням меж, тому що однакові властивості можуть мати літологічно різні породи, а відмінності у властивостях одних і тих самих порід можуть визначатися ступенем їх роздробленості або іншими причинами.

Вибір методу розрахунку або моделювання здійснюється виходячи з особливостей геологічної будови досліджуваного об’єкта. З іншого боку, розрахункова схема, або схема для моделювання, залежить від вибраного способу, тому немає необхідності відображати на схемі ті риси будови або властивостей об’єкта, що вивчається, якщо вони не враховуються вибраним способом розрахунку або моделювання. Тому на розрахунковій схемі можуть бути відсутні шари, що показані на інженерно-геологічному розрізі, або навпаки, подається більш детальне їх розчленування, наприклад, у залежності від ступеня їх впливу на розвиток досліджуваного процесу або на оцінку умов будівництва.

Вибрану таким чином для розрахунку або моделювання схему необхідно спочатку опробувати, щоб упевнитися в справедливості прийнятих спрощень досліджуваного об’єкта і правильності вибору методу. Критерієм такої перевірки мають слугувати результати розрахунку або моделювання, які

задовольняють практичні потреби. У протилежному випадку вихідну схему слід уточнити або підібрати інший метод дослідження. При аналізі отриманих розрахунком або в результаті моделювання даних слід мати на увазі, що їх точність не може бути вищою точності закладених у розрахунок або прийнятих при моделюванні вихідних параметрів.

Об'єкти, що моделюються при інженерно-геологічних дослідженнях, мають складну будову і тому за їх схематизації необхідні спрощення, які здійснюються в результаті вирішення наступних питань: 1) оцінки характеру зміни процесу в часі; 2) встановлення просторової структури процесу; 3) вибору способу завдання розрахункових параметрів.

Геологічні та інженерно-геологічні процеси є нестаціонарними, тому їх вивчення має здійснюватися в динамічній постановці. Однак багато процесів розвиваються в часі дуже повільно, що дозволяє нестаціонарний процес розглядати як серію стаціонарних станів, що змінюють один одного. Якщо зміна властивостей порід при вивітрюванні відбувається відносно повільно, то така характеристика, як потужність кори вивітрювання, для деякого часового періоду є константою. Повільна зміна властивостей порід дозволяє також вважати ці властивості незмінними протягом часу, сумірного зі строком спорудження або експлуатації споруди. Тому масиви гірських порід у таких умовах умовно можуть розглядатися як статичні системи з незмінними протягом деякого часу властивостями, внутрішніми і зовнішніми границями, рівнем діючих на них сил тощо. Це дозволяє, наприклад, вирішувати завдання стійкості схилу на певний момент часу в статичній постановці. Крім того, вирішення статичної задачі можливе, коли цікавляться кінцевим результатом процесу, а не розвитком його в часі. У багатьох випадках необхідно оцінити лише кінцеву осадку основи споруди, але не досліджувати її зміни в період будівництва.

Слід мати на увазі, що завжди розглядаються динамічні задачі, і розв'язання їх у статичній постановці можливе тому, що отримані при цьому

результати описують досліджуване явище з точністю, достатньою для практичних цілей.

У деяких випадках при дослідженні поведінки масиву гірських порід під впливом швидких і значних, аж до зміни знаку, мінливих у часі навантажень, зокрема, сейсмічних або вибухових, виникає необхідність врахування інерційних сил і, отже, відповідні задачі слід розв'язувати як динамічні.

Розглядаючи розв'язання задач у статичній постановці, припускають незмінність у часі властивостей масиву порід, його форми, зовнішніх факторів, що діють на нього тощо. Але це далеко не так. У процесі деформування основи під постійним навантаженням можуть змінюватися механічні властивості порід основи, що вплине на кінцевий результат. Тоді вдаються до розв'язання задачі у квазістатичній постановці, а інерційні сили не враховуються, але масив гірських порід розглядається як реологічна система.

Геологічні та інженерно-геологічні процеси розвиваються не лише в часі, але й відбуваються у тривимірному просторі. У багатьох випадках допустимо припускати, що траєкторії переміщення частин масиву гірських порід за розвитку будь-якого процесу лежать в одній площині, і розглядати не об'ємну, а плоску (двовимірну) задачу. Це можливе тоді, коли досліджується поведінка масиву порід, який в певному напрямку має одну й ту ж геологічну будову, незмінну форму і геологічні межі, має однакові властивості, зазнає незмінного зовнішнього впливу. Тоді перетини масиву порід, перпендикулярні цьому напрямку, не будуть відрізнятися один від одного і, отже, якщо вивчити поведінку одного з перетинів, то тим самим буде відома поведінка всього об'єму порід. Так, якщо вздовж геологічної структури або в однорідному масиві порід пройдена горизонтальна гірнича виробка незмінного перерізу, то перерозподіл напружень, викликаний нею, може бути вивчений в перерізі, перпендикулярному цій виробці (рис. 1.1). Таким чином, фактично розв'язується об'ємна задача шляхом вивчення лише одного з притаманних перетинів.

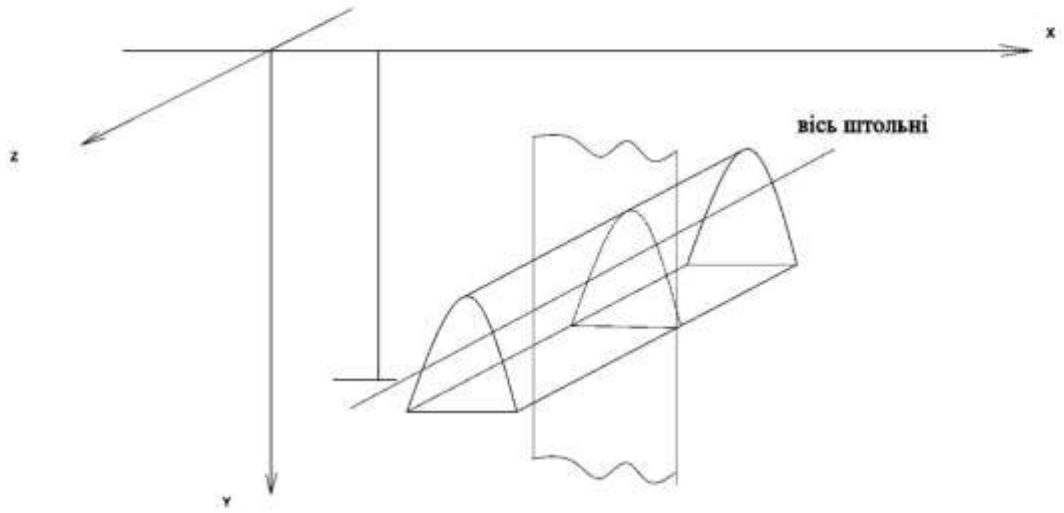

Рис. 1.1. Переріз гірничої виробки для розрахунку напруженого стану

Можливо розглядати процес як одновимірний, наприклад, у випадку ущільнення товщі гірських порід під рівномірно прикладеним вертикальним навантаженням, якщо розміри площі навантаження значно перевищують потужність стисливої товщі. У такому випадку вертикальна деформація товщі у всіх точках навантаженої площі, крім точок, що лежать вздовж її контуру, буде однаковою.

Геологічні об’єкти, як правило, відрізняються просторовою мінливістю властивостей гірських порід, які складають їх, що обумовлене умовами їх утворення, історією розвитку, тектонічними рухами, кліматичними факторами тощо. Неоднорідність властивостей гірських порід може бути упорядкованою (закономірною) або хаотичною (незакономірною), або стаціонарною і нестаціонарною [2].

Закономірний розподіл властивостей гірських порід може мати характер поступової зміни в певному напрямку за будь-яким законом. З глибиною

монотонно може зростати щільність гірських порід, зменшиться тріщинуватість тощо. Інший тип закономірної зміни властивостей гірських порід обумовлений особливостями будови масиву, який складається з шарів із різними властивостями, прорваного інтрузіями, ускладненого тектонічними порушеннями, нерівномірно зміненого процесами вивітрювання. У цьому випадку масив гірських порід складається з окремих частин, у кожній з яких властивості постійні, але параметри сусідніх частин суттєво відрізняються. Такі масиви можуть бути представлені у вигляді кусково-однорідної моделі. Слід мати на увазі, що масиви можуть бути неоднорідними по відношенню до одних властивостей, але однорідними – до інших.

За хаотичної неоднорідності властивості в масиві гірських порід незакономірно змінюються від точки до точки. Розкид у значеннях показника властивостей залежить від неоднорідності порід, які складають масив, умов відбору проб для дослідження, методики експериментальних робіт, точності лабораторних або польових визначень тощо. Характер мінливості показників властивостей при хаотичному їх розподілі досліджується з допомогою методів математичної статистики, тому що дані опробування в цьому випадку можна розглядати як вибірку випадкових показників властивостей з генеральної сукупності.

Поняття неоднорідності масиву гірських порід є відносним. Ділянку масиву можна розглядати як однорідну, якщо її розміри суттєво більші, ніж розмір досліджуваного зразка або елементарного об’єму, по відношенню до якого виконується дослідження масиву, а розміри останніх, у свою чергу, суттєво більші розмірів елементів, які обумовлюють неоднорідність масиву. Щоб масив порід можна було б вважати однорідним, необхідно щоб розмір елементарного блоку або досліджуваного зразка, за оцінками різних авторів, був у 20-100 разів більше характерних розмірів елементів неоднорідностей [40]. Якщо розміри зразків сумірні з елементами неоднорідності масиву, то визначені на цих зразках властивості будуть різними.

1.2 Класифікація методів моделювання

Методи моделювання можна класифікувати за різними ознаками. Наприклад, за сферами прикладання (моделювання у фізиці, суспільних науках, техніці тощо), за характером модельованих об'єктів (моделювання геологічних процесів, механічних процесів тощо), за характером власне моделей та за іншими ознаками. Єдина і всеосяжна класифікація методів моделювання утруднена і, отже, будь-яка їх класифікація не може претендувати на повноту. Розглянемо коротко класифікацію методів моделювання за засобами моделювання, звернувши при цьому увагу на ті, що використовуються при моделюванні геологічних та інженерно-геологічних процесів.

Усі способи моделювання можуть бути розділені на дві групи: методи, що не використовують матеріальні засоби (ідеальне моделювання), і моделювання з допомогою фізичних моделей (матеріальне моделювання).

Ідеальне, або теоретичне, моделювання представляє собою мозковий експеримент. Воно поділяється на мислене, або інтуїтивне моделювання і знакове.

Інтуїтивне моделювання протікає на рівні «модельних уявлень», полягає в побудові образів, що відображають реальну дійсність, і є обов'язковою умовою будь-якого пізнавального процесу на його початковій стадії.

За *знакового* моделювання моделями слугують знакові утворення будь-якого вигляду: різноманітні схеми, графіки, креслення, формули, графи, слова і речення в деякому алфавіті природної або штучної мови тощо. Добре відомі геологам знакові моделі – геологічні та інженерно-геологічні карти і розрізи. Дуже важливим і широко застосовним видом знакового моделювання є *логіко-математичне*, або *математичне*, моделювання, що включає формули, рівняння, системи рівнянь і операції над ними, за допомогою яких вирішується велика кількість наукових і практичних завдань. Відмітна риса логіко-математичного моделювання полягає в тому,

що знакові утворення та їх елементи завжди розглядаються разом із певними перетвореннями або операціями над ними, які виконуються людиною або машиною.

Сучасною формою матеріальної реалізації логіко-математичного моделювання, що отримала в останні роки широке поширення, є моделювання на ЕОМ, або *кібернетичне* моделювання. Цей вид моделювання – знаковий за змістом, але потребує матеріальний носій у вигляді електронної обчислювальної машини, що поріднює його з предметним моделюванням. За допомогою ЕОМ можна зафіксувати опис будь-якого процесу (явища) у вигляді програми, тобто закодованої на машинній мові системи правил, слідуючи яким машина може відтворити перебіг модельованого процесу.

Матеріальним, або експериментальним, називається моделювання, в ході якого дослідження проводиться на моделі, що відтворює основні геометричні, фізичні, динамічні і функціональні характеристики досліджуваного об’єкта. Воно поділяється на предметно-математичне і фізичне моделювання.

Предметно-математичним називається такий вид моделювання, коли явище (система або процес) досліджуються шляхом дослідного вивчення будь-якого явища іншої природи, якщо воно описується тими ж математичними співвідношеннями, що й модельоване явище. Найбільш поширеним і важливим видом предметно-математичного моделювання є *аналогове* моделювання, що ґрунтується на аналогії (більш точно – ізоморфізмі) процесів, що мають різну фізичну природу, але описуються однаковими математичними (диференціальними, алгебраїчними або будь-якими іншими) рівняннями. Це рівняння слугує теоретичною моделлю обох аналогічних явищ (процесів, систем), будь-яке ж із них – експериментальною моделлю цього рівняння і аналоговою моделлю одне одного. Предметно-математичне моделювання широко застосовується для заміни вивчення одних явищ вивченням інших, більш зручних для лабораторного

дослідження, зокрема тому, що вони допускають вимірювання невідомих величин. У практиці гідрогеологічних досліджень широко застосовується так званий метод ЕГДА, коли дослідження ламінарного руху підземних вод у пористому середовищі виконується з допомогою аналогії руху постійного електричного струму. Цей вид моделювання можливий тому, що закон Дарсі, що описує рух підземних вод, має такий самий вигляд, як і закон Ома, який характеризує рух електричного струму в провіднику.

Фізичне моделювання полягає в заміні об'єкта або явища експериментальним дослідженням його моделі, яка має ту саму фізичну природу. В основі моделювання лежить теорія подібності і аналіз розмірностей. Серед методів можна назвати метод *еквівалентних матеріалів, відцентрове* моделювання тощо.

За характером тієї сторони об'єкта, яка зазнає дослідження на моделях, розрізняють моделювання *структури* об'єкта і моделювання його *поведінки* (функціонування процесів, що протікають у ньому). Так, можна говорити про дві основні інженерно-геологічні моделі: умов і процесів, перша з яких відображає будову, властивості, стан масиву порід або території, а друга – характеристику розвитку в них геологічних та інженерно-геологічних процесів.

Для дослідження складних процесів користуються стохастичним моделюванням, яке ґрунтується на встановленні ймовірностей подій, що вивчаються. Такі моделі не відображають весь перебіг окремих процесів у даному явищі, що носять випадковий характер, а визначають деякий сумарний середній результат.

За вирішення інженерно-геологічних питань всі перераховані методи моделювання застосовуються в різних областях з різною частотою використання.

1.3. Методи моделювання в інженерній геології

Для вивчення сучасних геологічних та інженерно-геологічних процесів широко застосовується як фізичне, так і математичне моделювання: схилові (обвали, зсуви, селі, солифлюкція, снігові лавини тощо); процеси, що обумовлені діяльністю поверхневих вод (абразія, ерозія, яругоутворення); процеси, викликані діяльністю підземних вод (карст, суфозія).

Процеси абразії і ерозії вивчаються на штучно створених моделях для оцінки умов проектування і будівництва гідротехнічних і портових споруд. Головними завданнями цього моделювання є вивчення зміни хвильового режиму водойм і переміщення наносів і течій. З іншого боку, цей вид моделювання є необхідним етапом дослідження абразійних і ерозійних процесів, тому що основним фактором їх розвитку служить хвильовий вплив на берег, який може суттєво змінитися в результаті будівництва.

Лабораторне моделювання застосовують при вивченні процесів вивітрювання [49,50], для виявлення ступеня впливу різних факторів на розвиток і швидкість процесу, а також при вивченні умов і факторів формування просадочних властивостей лесових порід [37].

Велику роль у дослідженні суфозійних процесів відіграє фізичне моделювання. Наприклад, із допомогою фізичних моделей вивчають умови і характер переміщення піщаних частинок через вікна в підстеляючих екрануючих відкладах у порожнини і пустоти порід, що нижче залягають, під дією фільтраційного потоку [1,44]. Цей вид моделювання також дозволяє вивчити, наприклад, закономірності утворення провальних явищ на поверхні, що складена піщаними породами; суфозійний розмив заповнювача тріщин при проектуванні гребель.

Карстові процеси представляють собою дуже складну проблему. Для її вирішення використовується як фізичне моделювання, що застосовується для дослідження хімічної денудації карбонатних порід [18], так і математичне – для прогнозу утворення карстових вирв на поверхні [17].

Для вивчення руху снігових лавин розроблена математична модель, яка може бути застосована для оцінки швидкості і дальності переміщення зсувів-потоків [4, 10, 23]. Методами фізичного моделювання вивчається ударна сила снігових лавин.

Перерозподіл напружень і деформацій в масиві порід у результаті проходки гірничих виробок вивчається в гірничій справі за допомогою математичного моделювання [30] і методом еквівалентних матеріалів, розробленим Г.Н. Кузнєцовим [16]. У будівельній механіці для вивчення розподілу напружень у спорудах і конструкціях використовується поляризаційно-оптичні методи моделювання [24,27,38]. У подальшому ці види моделювання знайшли застосування при вирішенні деяких інженерно-геологічних завдань. Одним із них є вивчення напружено-деформованого стану (НДС) масивів гірських порід, при вирішенні якої використовуються різні методи моделювання. Найбільшого розвитку ці методи отримали у випадках, коли інженерно-геологічні дослідження стали проводитися для проектування крупних гідротехнічних споруд у гірсько-складчастих областях і для оцінки стійкості основ споруд та схилів. Математичне моделювання також застосовується при дослідженні НДС природних масивів гірських порід на територіях передбачуваної розробки родовищ корисних копалин.

У зв’язку з важливістю дослідження НДС масивів гірських порід для вирішення ряду інженерно-геологічних проблем математичне моделювання доцільно розглянути на прикладі вивчення НДС масивів гірських порід і пов’язаних із ним процесів деформування та руйнування.

1.4. Математична модель напружено-деформованого стану масиву гірських порід

Методи математичного моделювання, які приводять вивчення явищ навколишнього світу до математичних задач, займають провідне місце серед інших методів досліджень, що особливо позначилося у зв'язку з появою ЕОМ.

Вивчення геологічних та інженерно-геологічних процесів із допомогою математичних методів долає значні труднощі. Це обумовлене тим, що досліджувані об'єкти відрізняються складною будовою, мають властивості, що змінюються в часі, зазнають впливу різних факторів, ступінь впливу яких не завжди може бути оцінений повністю. Окрім того, ніколи повною мірою не відомі властивості досліджуваного об'єкта, а точність їх визначення невисока. Нарешті, не для всіх геологічних та інженерно-геологічних процесів розроблені математичні моделі, які їх описують. Слід додати, що математичні моделі природних і техногенних процесів відрізняються дуже великою складністю. Розробка і використання математичного моделювання для дослідження інженерно-геологічних і геологічних процесів є надзвичайно важливим завданням на сучасному етапі розвитку інженерної геодинаміки.

Розглянемо застосування методів математичного моделювання на прикладі вивчення напружено-деформованого стану масивів гірських порід. Вибір прикладу обумовлений важливістю вирішення даного завдання, тому що оцінка розподілу напруги в масивах порід необхідна при вивченні осідань споруд, при прогнозі деформації порід у результаті проходки гірничих виробок, відкачуваннях підземних вод, нафти або газу, при оцінці стійкості природних схилів і бортів кар'єрів тощо. Крім того, вирішення цього завдання найбільш розроблене і широко застосовується на практиці.

Під математичним моделюванням розуміється математичний опис процесу, що вивчається, тобто побудова його математичної моделі і дослідження цієї моделі з допомогою математичних методів.

Математичною моделлю називається наближений опис будь-якого класу явищ навколишнього світу, вираженого за допомогою математичної символіки. Математична модель є методом пізнання навколишнього світу, а також методом прогнозування й управління.

Процес математичного моделювання включає чотири етапи. На першому необхідно сформулювати закони, що пов’язують основні об’єкти моделі. Цей етап потребує знання багатьох факторів, що відносяться до явищ, які вивчаються, і глибокого розуміння їх взаємозв’язків. Результатом цієї стадії є запис у математичних термінах сформульованих якісних уявлень про зв’язки між об’єктами моделі. Цей зв'язок може бути виражений одним рівняння або системою.

На другому етапі виконується дослідження математичної задачі, до якої приводить математичне моделювання. Основним тут є розв’язання прямої задачі, в результаті чого будуть отримані дані, які в подальшому зіставляються з результатами спостережень досліджуваних явищ. На цьому етапі, як правило, абстрагуються від явищ, що вивчаються, і важливу роль набувають математичний апарат, необхідний для аналізу математичної моделі, і обчислювальна техніка, яка дозволяє отримати кількісну вихідну інформацію.

На третьому етапі з’ясовують, наскільки узгоджуються результати спостережень із теоретичними наслідками моделювання. Якщо відхилення розрахункових значень від спостережених не виходить за межі точності спостережень, то модель вважається задовільною. У випадку, коли модель була визначеною, тобто всі її параметри були задані, то отримані теоретичні результати є розв’язком прямої задачі. Якщо деякі характеристики за побудови моделі залишаються невизначеними, то вони можуть бути встановлені шляхом розв’язання оберненої задачі, тобто таким чином, щоб вихідна інформація була порівняна в межах точності спостережень із результатами спостережень явищ, що вивчаються. Якщо ні за якого вибору характеристик ці умови неможна задовольнити, то модель непридатна для

дослідження явищ, які розглядаються. Застосування критерію практики до оцінки математичної моделі дозволяє робити висновок про правильність уявлень, що лежать в основі моделі, яка вивчається.

Четвертий етап полягає в аналізі моделі у зв'язку з накопиченням даних про явища, що вивчаються, і модернізацію моделі. У процесі розвитку науки і техніки дані про явища, що вивчаються, все більше і більше уточнюються і настає момент, коли висновки, отримані на підставі прийнятої математичної моделі, не відповідають новим знанням про явище. Тоді виникає необхідність побудови нової, більш досконалої математичної моделі.

Будь-яка математична модель представляє собою сукупність рівнянь руху, сумісності і стану при заданих початкових і граничних умовах. Найбільш просто виведення всіх названих рівнянь може бути здійснене на прикладі побудови математичної моделі для дослідження напружено-деформованого стану будь-яких матеріальних об'єктів, включаючи масиви гірських порід, що знаходяться під впливом зовнішніх сил.

Зовнішні сили, що впливають на масиви гірських порід, поділяються на об'ємні і поверхневі. Перші діють на кожний елементарний об'єм гірських порід. До них відносяться, передусім, сили гравітації, а також інерційні сили, що виникають, наприклад, при землетрусах або вибухах, космічні сили (сили припливної дії Місяця і Сонця), сили гідродинамічного тиску і гідростатичного зважування тощо. До поверхневих сил, що прикладені до всієї або частини поверхні масиву порід, можуть бути віднесені тектонічні сили стиску, розтягу або зсуву, навантаження від споруд, гребель, насипу, водосховищ тощо.

У результаті дії зовнішніх сил у масиві порід, у кожній його точці, виникають внутрішні сили, мірою яких є напруження. Напруження, що виникають, у свою чергу викликають деформації. Щоб описати напруження в кожній точці масиву, введемо прямокутну систему координат $0xyz$ і виділимо навколо довільної точки M цього масиву (рис. 1.2) елементарний прямокутний паралелепіпед із нескінченно малими ребрами dx, dy і dz і

гранями, паралельними координатним площинам. Через кожну грань паралелепіпеда одна частина масиву діє на іншу з деякою силою, зустрічаючи рівну за величиною і протилежну за напрямком. Якщо віднести цю силу до площі грані, отримаємо напруження, яке можна розкласти у відповідності з вибраною системою координат на компоненти: нормальну до грані і паралельну координатній осі, направленій перпендикулярно до цієї грані, і дві дотичні, що діють вздовж грані і паралельні двом іншим координатним осям (див. рис. 1.2). Аналогічно можна визначити компоненти напруг на інших гранях паралелепіпеда. У теорії механіки суцільних середовищ доводиться, що напружений стан у точці визначений, якщо відомі компоненти напружень, які діють на трьох взаємно перпендикулярних площадках – гранях паралелепіпеда і які проходять через цю точку. Це означає, що тоді можуть бути визначені напруження, діючі на будь-якій площадці, яка проходить через дану точку, за формулами аналітичної геометрії. Таким чином, напружений стан у довільній точці буде відомий лише тоді, коли він відомий на всіх площадках, що проходять через цю

точку.

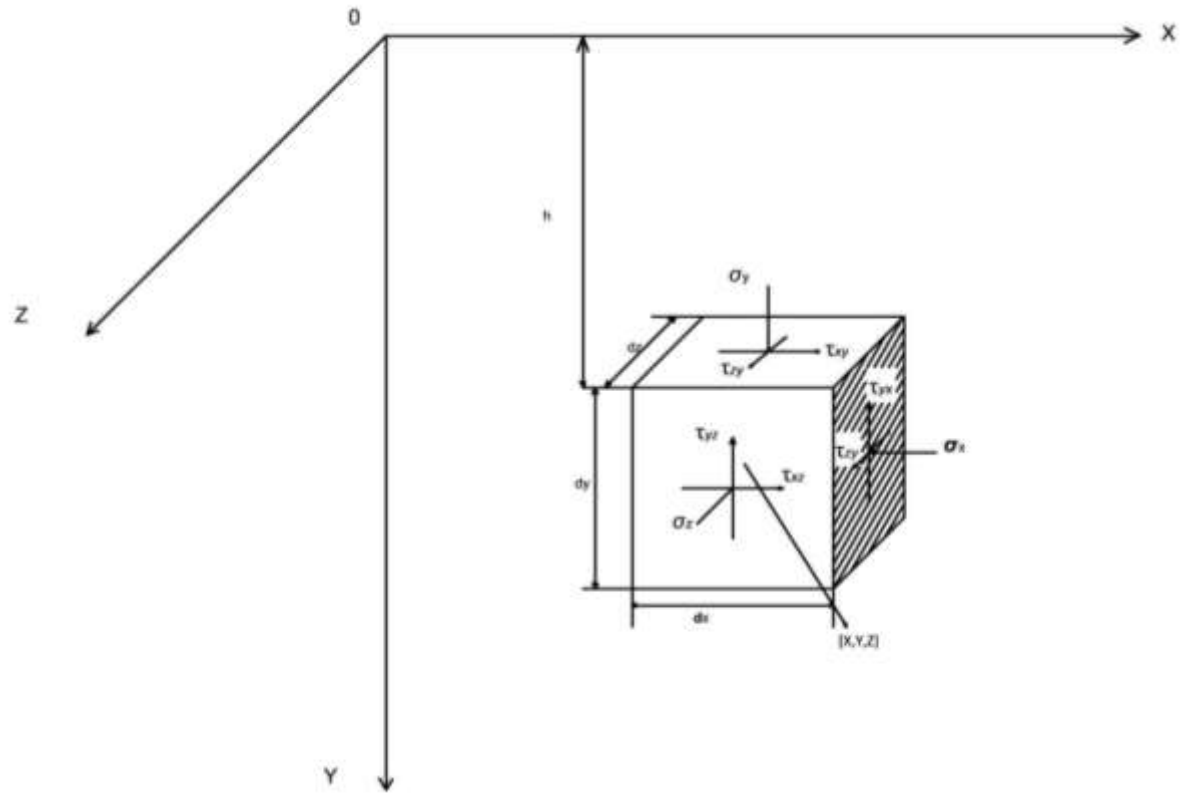

Рис. 1.2. Компоненти напруг у точці *M*

Зазвичай нормальні напруження позначаються σ_{xx}, σ_{yy}, σ_{zz}, дотичні – τ_{xy}, τ_{xz}, τ_{yx}, τ_{yz}, τ_{zx}, τ_{zy}, при цьому перший індекс показує, паралельно якій координатній осі діє напруження, а другий вказує на те, якій осі перпендикулярна площина, на якій діють ці напруження [1]. Звичайно в позначенні нормальних напружень один із двох однакових індексів опускається: σ_x, σ_y, σ_z. Виходячи з викладеного, напружений стан у точці можна записати так

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \tau_{xy} \tau_{xz} \\ \tau_{yx} \sigma_y \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \tau_{zy} \sigma_z \end{Bmatrix}, \qquad (1.4.1)$$

Графічним зображенням напруженого стану в будь-якій точці масиву порід служить діаграма Мора (рис.1.3).

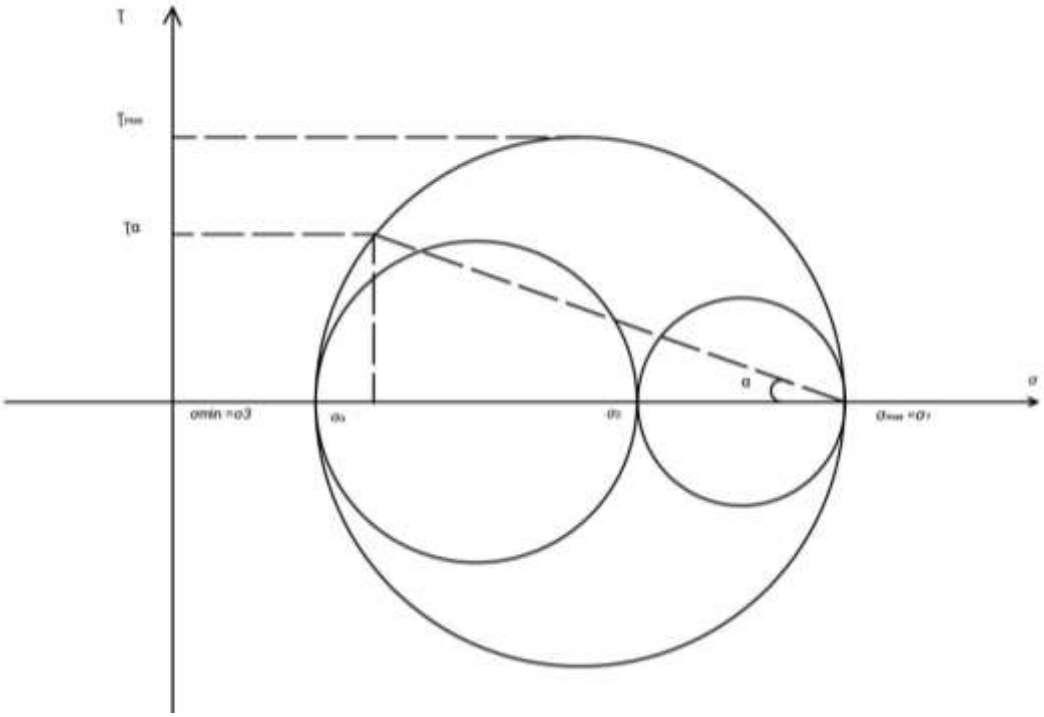

Рис. 1.3. Діаграма Мора – графічне відображення напруженого стану в точці

Всі тіла теоретично можуть бути поділені на абсолютно жорсткі і ті, що деформуються. Масиви гірських порід відносяться до деформованих тіл, і в подальшому будуть розглядатися лише тіла, що деформуються. Напруження, що виниклі під дією зовнішніх сил, викликають у тілах деформації, які можуть бути двох видів. Нормальні напруження викликають подовження або укорочення ребер паралелепіпеда, призводячи до зміни його об’єму; дотичні напруження призводять до збільшення або зменшення кута між ребрами, змінюючи форму паралелепіпеда (рис.1.4). Якщо позначити відносні подовження (укорочення) ребер паралелепіпеда через ε_x, ε_y, ε_z, а відносні зміни величин кутів через γ_{xy}, γ_{xz}, γ_{yx}, γ_{yz}, γ_{zx}, γ_{zy}, то деформований стан у точці можна описати наступним чином:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \gamma_{xy} \gamma_{xz} \\ \gamma_{yx} \varepsilon_y \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \gamma_{zy} \varepsilon_z \end{Bmatrix}, \qquad (1.4.2)$$

Під дією зовнішніх сил кожна точка тіла, що деформується, змінює своє положення в просторі або переміщується. Проекції вектора переміщення довільної форми точки *M* на координатні осі *0x, 0y, 0z* звичайно позначаються через *u, v, w*. Тоді відносні деформації подовження (укорочення) по осях *x, y, z* ребер елементарного паралелепіпеда довжиною *dx, dy* і *dz* (рис. 1.4 *а*) можуть бути представлені в диференціальній формі:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}. \qquad (1.4.3)$$

Відносні деформації зсуву в диференціальній формі можна записати у вигляді:

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}, \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}, \gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}, \qquad (1.4.3)$$

де $\frac{\partial u}{\partial y}$ - тангенс кута, що дорівнює, у зв'язку з його мізерністю, власне куту (в радіанах), на який відхиляється ребро деформованого паралелепіпеда від осі *0y* в напрямку, що збігається з віссю *0x* (рис. 1.4, *б*). Ці рівняння називаються геометричними, або за іменем їх автора – рівняннями Коші.

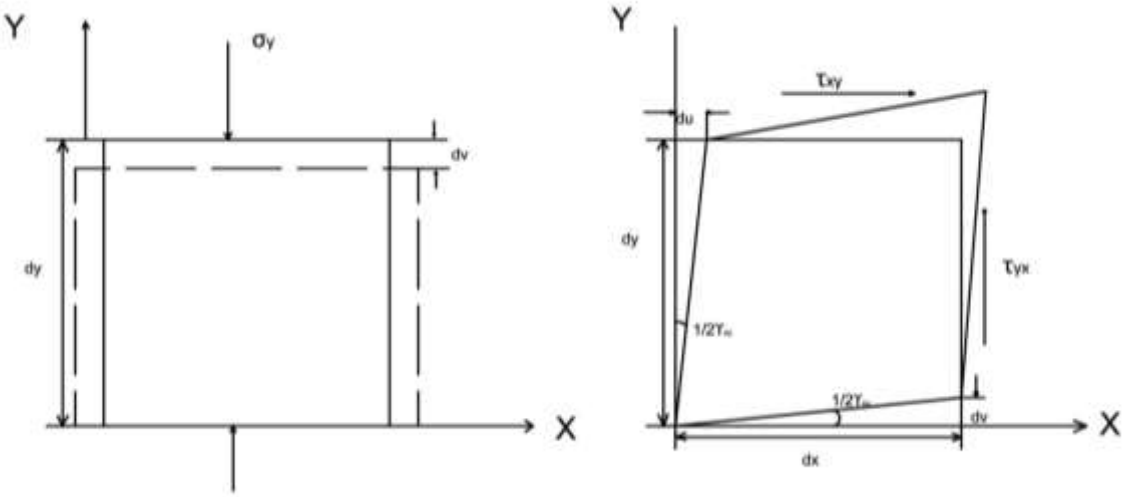

Рис. 1.4. Схеми розрахунку деформацій за дії напружень:

а – нормальних, б - дотичних

Напружено-деформований стан масиву порід буде встановлений в тому випадку, якщо відомі компоненти напружень і деформацій в кожній точці. Напружено-деформований стан називається однорідним, якщо в кожній точці напруження і деформації однакові. Якщо напруження і деформації змінюються від точки до точки, то такий напружено-деформований стан називається неоднорідним. Наприклад, неоднорідним буде поле напружень у фундаменті споруди, де додаткові напруження максимальні під фундаментом і зменшуються при віддаленні від нього.

2. МЕТОДИ РОЗВ'ЯЗАННЯ ЗАДАЧ ЗА ДОПОМОГОЮ МАТЕМАТИЧНОГО МОДЕЛЮВАННЯ

Математичне моделювання знаходить широке застосування при вирішенні різних інженерно-геологічних завдань. Застосування ЕОМ і розширення математичної освіти різко збільшило можливості побудови і дослідження математичних моделей. Все частіше результати розрахунків дозволяють виявляти і передбачати явища раніше ніколи не спостережувані, що дає підставу говорити про своєрідний математичний експеримент. Одним із найбільш важливих завдань, що виникає за вирішення багатьох інженерно-геологічних питань, є оцінка сучасного напруженого стану масиву гірських порід та його зміни в результаті впливу різноманітних зовнішніх факторів. Вирішення цього завдання здійснюється з допомогою сформульованої математичної моделі (1.4.2), що являє собою систему диференціальних рівнянь.

Система диференціальних рівнянь може бути розв'язана аналітичними і числовими методами. За останнього часу роль числових методів при розв'язанні прикладних задач суттєво зросла, що значною мірою пов'язане зі створенням і розвитком засобів обчислювальної техніки. Це пояснюється тим, що в результаті появи ЕОМ із програмним управлінням менше, ніж за 50 років швидкість виконання арифметичних операцій зросла з 0,1 операції за 1 секунду при ручному підрахунку до 10^{70} операцій на сучасних ЕОМ,

тобто стала швидша в 10^{18} разів. Однак при розв'язанні задач це не виключає можливості використання аналітичних способів.

Аналітичні методи розв'язання диференціальних рівнянь (1.4.2) різноманітні і добре розроблені в роботі [10], але їх застосування раціональне лише при розв'язанні відносно простих задач. Для більшості складних задач, до яких відносяться задачі про напружено-деформований стан (НДС) масиву гірських порід, точне їх рішення виявляється трудомістким, а в окремих випадках просто неможливим. Тоді необхідно застосовувати різні наближені методи розв'язання вихідних диференціальних рівнянь.

Числові методи розв'язання диференціальних рівнянь можна об'єднати у дві групи. По-перше, це методи, які потребують використання апроксимації у всій досліджуваній області. До цієї групи відносяться методи кінцевих різниць, або сіткові методи, в тому числі основані на використанні варіаційного принципу, а також метод кінцевих елементів (МКЕ). По-друге, це методи, які потребують використання апроксимації лише на границі досліджуваної області. До цієї групи відносяться різні модифікації методу граничних елементів (МГЕ) або метод граничних інтегральних рівнянь (ГІР).

Аналітичні способи

Точне розв'язання системи диференціальних рівнянь

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0, \\
&\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho g, \\
&\nabla(\sigma_x + \sigma_y) = 0, \\
&\varepsilon_x = \frac{1+\mu}{E}[\sigma_x - \mu(\sigma_x + \sigma_y)], \\
&\varepsilon_y = \frac{1+\mu}{E}[\sigma_y - \mu(\sigma_x + \sigma_y)], \\
&\gamma_{xy} = \frac{1}{G\tau_{xy}}; G = 2\frac{E}{(1+\mu)},
\end{aligned} \qquad (2.1.1.)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x},$$
$$\sigma_z = \mu(\sigma_x + \sigma_y).$$

що описують напружено-деформований стан ізотропного пружного тіла двовимірному випадку, може бути здійснене шляхом інтегрування цих рівнянь. Однак цей шлях пов'язаний з великими труднощами, і розв’язання задачі аналітичними методами може бути отримане тільки для обмеженої кількості випадків. Точне аналітичне рішення застосовується головним чином для опису напружено-деформованого стану однорідних масивів гірських порід, обмежених рівними границями, які рідко зустрічаються в природі. Але якщо отримане рішення у вигляді формул, то це дає можливість легко дослідити вплив різних факторів, що враховані даною схематизацією, на напружено-деформований стан масиву гірських порід.

Задача про напружено-деформований стан масивів гірських порід звичайно розв’язується у три етапи: 1) постулюється початковий напружений стан; 2) виконується постановка і розв’язується крайова задача в додаткових напруженнях; 3) повні напруження в гірській породі знаходяться додаванням додаткових і початкових напружень.

Так, при розв’язанні задач інженерної геології або гірничої геомеханіки необхідно, передусім, постулювати початковий напружений стан гірських порід. Цей початковий напружений стан порушується в результаті впливу інших причин: наявністю нерівностей рельєфу і підземних порожнин, дією додаткових сил, проходкою гірничих виробок тощо. Тоді повні напруження σ_{ij} у будь-якій точці масиву гірських порід можна представити як суму початкових напружень σ_{ij}^0, обумовлених гравітацією, і зміною напружень $\sigma_{ij}^{/}$, викликаних впливом інших факторів:

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij}^0 + \sigma_{ij}^{/}. \qquad (2.1.2)$$

Початкові напруження повинні задовольняти рівнянням

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \rho X = 0,$$
$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \rho Y = 0, \qquad (2.1.3)$$
$$\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \rho Z = 0.$$

або

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \rho X = 0,$$
$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \rho Y = 0, \qquad (2.1.4)$$

і являють собою окреме рішення цієї системи. Зміни напружень називаються додатковими напруженнями, які задовольняють тим самим рівнянням, але вже за відсутності об’ємних сил $X = Y = 0$. Елементарний паралелепіпед зазнає дії об’ємної сили. Величини проекцій цієї сили визначаються як добуток щільності порід масиву на об’єм елементарного паралелепіпеда і на відповідні проекції X, Y, Z прикладених об’ємних сил, віднесених до одиничної щільності.

Кінцево-різницеві і варіаційно-різницеві методи

До вирішення задач прикладної механіки, які виникають при дослідженні напружено-деформованого стану масиву гірських порід, існує два підходи. За першого використовуються диференціальні рівняння, що описують поведінку деякої довільної нескінченно малої області. Другий підхід ґрунтується на використанні варіаційного екстремального принципу, справедливого для всієї області, що вивчається.

З математичної точки зору обидва підходи еквівалентні, тобто приводять до одного й того ж наближеного розв’язку. Різниця між цими підходами полягає в способах отримання розв’язку. Кінцево-різницеві методи апроксимують диференціальні рівняння різницевими співвідношеннями. За використання варіаційного принципу рішення буде отримане шляхом мінімізації деякої величини, яка визначається як інтеграл від невідомих

величин по всій області і називається функціоналом. Метод кінцевих елементів пов'язаний з наближеною мінімізацією функціонала.

Метод кінцевих різниць, або метод сіток, є універсальним обчислювальним методом, застосовним для вирішення широкого кола задач. Різні його модифікації можуть бути використані для вивчення НДС неоднорідних масивів гірських порід, за розв’язання нестаціонарних і нелінійних задач тощо. Методи кінцевих різниць представляють собою методи наближеного розв’язання диференціальних рівнянь, що ґрунтуються на заміні цих рівнянь співвідношеннями відносно дискретного аргументу [20]. Метод кінцевих різниць полягає в наступному [31]. Область безперервної зміни аргументів вихідної задачі замінюється дискретною множиною точок (вузлів), що називаються сіткою, і замість функції безперервного аргументу розглядаються функції дискретного аргументу, які визначені у вузлах сітки. Ці функції називаються сітковими. Похідні, які входять до диференціального рівняння, і граничні умови апроксимують різницевими співвідношеннями, що містять значення сіткової функції в декількох вузлах сітки. При цьому крайова задача для диференціального рівняння замінюється системою алгебраїчних рівнянь або різницевою схемою. Якщо отримана таким чином різницева крайова задача розв’язується і її рішення при безмежному подрібненні сітки наближається (збігається) до розв’язання вихідної задачі диференціального рівняння, то отриманий на будь-якій фіксованій сітці розв’язок різницевої задачі і приймається за наближений розв’язок. Близькість розв’язок до істинного визначається кроком сітки і порядком апроксимації, які використовуються для розв’язку.

Дискретне подання областей, що вивчаються, передбачає завдання параметрів, які характеризують пружні та інші властивості середовища, в окремих точках, виходячи з визначених уявлень про будову масиву порід і зміни його властивостей. Щоб задати розрахункові параметри, застосовуються статистичні підходи. За відомої закономірної зміни властивостей порід показники, що характеризують їх, можуть бути визначені

як функції координат точок розбиття досліджуваної області. Найбільш прийнятним способом завдання розрахункових параметрів слід вважати випадок представлення масиву порід у вигляді шматково-однорідного середовища.

Якщо розбиття здійснюється з допомогою сіток, то показник, присвоєний одній точці, характеризує властивість масиву на деякій ділянці навколо цієї точки, що має форму чотирикутника з сторонами, що дорівнюють крокам розбиття. Чотирикутна ділянка вважається однорідною, і властивості, що характеризують її, присвоюються розташованій в ній серединній точці (вузлу).

Метод кінцевих елементів

Метод кінцевих елементів (МКЕ) є одним із найбільш ефективних сучасних способів числового розв’язання інженерних, фізичних і математичних задач із використанням обчислювальної техніки [11, 32]. Метод кінцевих елементів знаходить застосування при дослідженні тектонічних процесів, що протікають у земній корі, у вирішенні задач інженерної геології і механіки грунтів, гідродинаміки, теплопровідності, будівельної механіки, гірничої справи тощо [39,41].

Метод кінцевих елементів є методом, який ґрунтується на використанні варіаційного принципу Лагранжа. Ідея побудови варіаційно-різницевої схеми полягає в тому, щоб за спеціального вибору координатних функцій отримати систему лінійних алгебраїчних рівнянь, яка збігається за структурою з системою різницевих рівнянь. Для складання сіткових рівнянь на підставі варіаційного принципу здійснюється мінімізація функціонала, який представляє собою потенціальну енергію деформованого тіла.

Для побудови різницевої схеми за методом кінцевих елементів досліджувана область замінюється набором дискретних елементів. Метод кінцевих елементів відрізняється від кінцево-різницевих методів способом дискретизації. У випадку розв’зяння одновимірної задачі елементами є прямолінійні відрізки довільної довжини. При розв’язанні плоскої задачі

область, що вивчається, замінюється системою плоских елементів різного розміру і форми: трикутниками, прямокутниками або іншими геометричними фігурами. Найбільш часто обираються трикутні елементи, причому найкращі результати були отримані, коли трикутники рівнобічні. Розв'язання об'ємних задач виконується шляхом представлення досліджуваного масиву з допомогою тетраедрів, кубів, паралелепіпедів або інших об'ємних фігур.

Звичайно вузли розташовуються у вершинах елементів. Можливе застосування складних криволінійних елементів і довільно розташованих вузлів, наприклад, на стороні елемента.

Спосіб дискретизації, коли використовуються елементи різного розміру, дозволяє згущувати сітку в тій частині досліджуваної області, де необхідно уточнити дослідження, і зменшити кількість елементів за рахунок збільшення їх розмірів там, де розв'язок задачі немає практичного значення. Довільна форма і розмір елементів надає можливість апроксимувати як завгодно складні зовнішні і внутрішні границі досліджуваних областей, що вигідно відрізняє цей метод від інших.

Тому що вершини елементів розміщені на межі середовищ із різними властивостями, а в межах кожного елемента середовище є однорідним, у цілому система елементів буде представляти неоднорідне середовище. У кожному елементі задаються параметри, які характеризують властивості області, що вивчається.

Поверхневі сили, діючі на область, яка вивчається і представлена системою, що складається з кінцевого числа елементів, прикладають лише до вузлів, розташованих на зовнішньому контурі цієї області. Об'ємні сили обчислюються, виходячи з розмірів і щільності елементів, й у вигляді зосереджених сил прикладаються до їх вершин. Наприклад, якщо плоска область, що вивчається, представлена системою трикутних елементів, то до вершин кожного трикутника прикладаються зосереджені сили, які складають третину його ваги. Таким чином, до кожного вузла буде прикладена

зосереджена сила, яка представляє собою суму третини ваги всіх трикутників, вершини яких сходяться в цьому вузлі.

Припускається, що в процесі деформації середовище залишається суцільним (умова сумісності), тобто елементи поводять себе не як окремі частини, а деформуються разом і виділяються лише для розгляду в них напружено-деформованого стану.

Прикладені до кожної вузлової точки зовнішні сили повинні урівноважуватись силами, діючими всередині елемента (умова рівноваги). Під дією зовнішніх сил відбувається переміщення вузлових точок. Зв'язок між переміщеннями всередині кожного елемента і переміщеннями його вузлів задається за допомогою функцій форми. При цьому повинне бути реалізоване співвідношення сили переміщення, згідно якого внутрішні сили і переміщення повинні відповідати геометрії і властивостям даного елемента. Це співвідношення представляється матрицею жорсткості.

У результаті заміни суцільного середовища дискретною схемою з кінцевим числом параметрів приходять до математичного апарату лінійної алгебри, опускаючи стадію складання диференціальних рівнянь. Для побудови різницевої схеми в кожному вузлі досліджуваної області визначаються значення вихідних функцій. Сітковий аналог вихідного функціонала Z буде отриманий шляхом підстановки інтегралів у вигляді кінцевих сум, що залежать від значень функцій у вузлах сіткової області. Система роздільних кінцево-різницевих рівнянь буде отримана диференціюванням компонент сіткового аналога по всіх вузлових значеннях невідомих функцій. Прирівнюючи похідну функціонала нулю, буде отримана система алгебраїчних рівнянь відносно значень вузлових переміщень. За обчисленими з ітераційного процесу значеннях вузлових переміщень визначають компоненти деформацій і напружень.

Метод кінцевих елементів є наочним, що стало причиною його величезної популярності.

МКЕ найбільш зручний у випадку необхідності вивчення неоднорідних областей зі складними внутрішніми і зовнішніми границями, що є дуже важливим при дослідженні напружено-деформованого стану масивів гірських порід. Метод кінцевих елементів може бути застосований для розв'язяння широкого кола задач, включаючи нестаціонарні, що обумовлене можливістю вдосконалення елементів шляхом збільшення числа параметрів, що описують даний елемент.

Метод граничних елементів

Метод граничних елементів (МГЕ), який називається також методом інтегральних рівнянь (МІР), використовується для наближеного розв'язання задач про розподіл напружень і деформацій в нескінчених і напівнескінченних областях із нерівними границями, отворами довільної форми, тріщинами тощо. Цей метод знайшов широке застосування при вирішенні задач будівельної механіки, гірничої справи та інших наукових прикладних напрямків [14].

У методі граничних елементів розбиттю на окремі елементи підлягає лише границя досліджуваної області, що відрізняє МГЕ від інших числових методів (таких, як варіаційно-різницеві, метод кінцевих елементів), застосування яких потребує представлення у вигляді елементів або точок всієї області, що вивчається. Розв'язок задач знаходиться у вузлових точках сітки, а між вузлами він виражається в простій наближеній формі через значення у вузлах. У підсумку знаходження розв'язку здійснюється з допомогою системи лінійних алгебраїчних рівнянь, в яких невідомі параметри у внутрішніх вузлових точках виражаються через відомі величини у вузлах сітки, що розташовані на границі області. Числовий розв'язок будується на підставі попередньо отриманих аналітичних розв'язків простих випадків точкових збурень у нескінченному однорідному середовищі таким чином, щоб задовольнити наближено граничним умовам, що задані на кожному елементі певного контуру. Кожний аналітичний розв'язок

задовольняє в обраній області визначальним диференціальним рівнянням, тому немає необхідності ділити саму область на сітку елементів. Відповідно, в методі граничних елементів система рівнянь, яка підлягає розв'язанню, виявляється суттєво меншою, ніж система, яку потрібно розв'язувати в тій самій крайовій задачі, якщо використовувати метод кінцевих різниць або кінцевих елементів.

У випадку застосування методу граничних елементів для вивчення напружено-деформованого стану масивів гірських порід використовуються аналітичні розв'язки від зосередженої сили в деякій точці нескінченної або напівнескінченної області, наприклад, при прикладанні зосередженої сили до границі півплощини. Для реалізації МГЕ контур ділиться на кінцеву кількість елементів і приймається, що наближений розв'язок буде достатнім, якщо він відповідає заданим умовам на границі тільки у певних, наприклад, центральних точках цих елементів. Якщо контур розділений на N елементів, необхідно мати таке ж саме число аналітичних розв'язків, які будуть задовольняти відповідним умовам у центрі кожного елемента на границі. Можливість підсумовування окремих розв'язків виникає з припущення про лінійність диференціальних рівнянь. Точки прикладання зосереджених сил розміщуються по одній в центрі кожного елемента, і тоді сумарний вплив всіх прикладених точкових сил на довільний елемент легко виражається через їх інтенсивності. Значення цієї інтенсивності невідомі, але з граничних умов відомий їх спільний вплив. Тому можна записати систему N лінійних алгебраїчних рівнянь відносно N невідомих значень інтенсивності зосереджених сил. Розв'язання цих рівнянь дозволяє визначити шукані характеристики напружено-деформованого стану в будь-якій точці досліджуваної області. Оскільки в методі граничних елементів використовується аналітичний розв'язок, який справедливий всюди в досліджуваній області, він потенційно більш точний, ніж, наприклад, у методі кінцевих елементів, в якому апроксимація виконується в кожній підобласті досліджуваної області.

Існує декілька варіантів методу граничних елементів. У прямих варіантах МГЕ невідомі функції, що входять в інтегральні рівняння, є реальними, тобто такими, що мають певний фізичний зміст. Непрямі варіанти МГЕ ґрунтуються на використанні фундаментальних розв'язків вихідних диференціальних рівнянь. Прикладом непрямих методів може служити метод фіктивних навантажень. Метод розривних зміщень має риси прямого і непрямого варіантів МГЕ. «Розриви зміщень», що визначаються в цьому методі, при вивченні суцільних областей представляють собою деякі фіктивні розриви. З іншого боку, в задачах про тріщини різниці зміщень берегів тріщин перестають бути фіктивними і набувають реального фізичного змісту, що поріднює метод розривних зміщень із прямими варіантами МГЕ.

Переваги методу граничних елементів перед іншими числовими методами виражаються в тому, що, по-перше, при його застосуванні скорочується на одиницю геометрична розмірність задачі, що приводить до значного спрощення розбивки на елементи, зниження об'єму вхідної інформації, скорочення часу обчислень. Крім того, зниження розмірності задачі робить МГЕ незамінним при розв'язанні об'ємних задач. По-друге, використовуючи аналітичні розв'язки, можна легко визначити шукані параметри в будь-якому місці досліджуваної області і, отже, довільно вибрати точки, в яких бажано отримати розв'язок (замість автоматичної прив'язки результатів до ряду фіксованих точок – вузлів сітки, як це відбувається за використання сіткових методів). Застосування аналітичних розв'язків дозволяє також легко вивчити напівнескінченні області, що суттєво при дослідженні НДС масивів гірських порід. По-третє, МГЕ дозволяє природним чином визначити складні умови взаємодії на дотичних границях тіл, що робить цей метод перспективним для дослідження НДС масивів порід із тріщинами і блочною будовою.

3. ФІЗИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ

До фізичних відносяться методи моделювання, здійснювані на моделях, які складаються з матеріалів тієї ж фізичної природи, що й об'єкт моделювання. Серед цих методів найбільшого поширення отримали методи еквівалентних матеріальних об'єктів, відцентрового моделювання, тензосітки, різноманітні поляризаційно-оптичні методи та ін. [21].

Методи фізичного моделювання використовуються для виконання широкого спектра досліджень поведінки матеріальних об'єктів як у межах пружного і пластичного деформування, так і в стані граничної рівноваги й руйнування. У зв'язку з розвитком числових методів розв'язання різних задач із використанням обчислювальної техніки математичному моделюванню в багатьох випадках стала віддаватися більша перевага, ніж експериментальному моделюванню. Однак останнє незамінне, коли досліджують механізм процесів, що вивчаються, бо без цього неможлива побудова математичного опису.

3.1 Метод еквівалентних матеріалів

Із допомогою методу еквівалентних матеріалів [16] вивчаються процеси руйнування масивів гірських порід і деформування.

При моделюванні руйнування масивів гірських порід необхідно виконати вимогу подібності у відношенні механічних констант міцності, що визначають граничний стан породи перед руйнуванням. Як характеристики міцності при підборі матеріалів-еквівалентів для сипких і пластичних порід користуються сукупністю значень зчеплення (c) і кута внутрішнього тертя (tg φ):

Підбір матеріалів-еквівалентів для скельних порід здійснюється за опором одновісьному стиску R.

Для подібності процесів пружного деформування підбір матеріалів-еквівалентів виконується за деформаційними характеристиками

Для моделювання застосовуються матеріали, що представляють собою суміші інертних і в'яжучих (цементуючих) речовин. Інертними

заповнювачами служать кварцовий пісок, перемелена слюда, тальк, крейда, глина тощо. Як в'яжучі використовують машинне масло, силікатний клей, парафін, гіпс, цемент, каніфоль, вазелін тощо. Найбільш поширеним еквівалентним матеріалом є суміш кварцового піску з машинним маслом.

Варіювання кількості різних компонентів у суміші забезпечує отримання еквівалентних матеріалів із заданими фізико-механічними властивостями. Наприклад, у гірських породах опір одноосьовому стисканю $R_н$ змінюється в межах 15-120 МПа, модуль пружності $E_н$ – у межах 15 000–40 000 МПа. Якщо прийняти, що відношення $\rho_м / \rho_н = 0{,}7$, то за масштабів моделювання від 1:10 до 1:200 еквівалентні матеріали повинні мати наступні властивості: опір одноосьовому стиску $R_м$ = 0,05-8,40 МПа, модуль пружності $E_м$ = 500-2800 МПа.

Для отримання еквівалентних матеріалів з особливими властивостями використовуються специфічні речовини. Так, для отримання важких матеріалів застосовується свинцевий дріб, для отримання матеріалів із низькими значеннями модулів пружності (E = 0,5-2 МПа) застосовується гумовий дрібняк, тирса, керамзитобетон. У якості матеріалів з низьким опором зсуву використовуються скляні кульки або палички тощо.

Моделювання з допомогою еквівалентних матеріалів має ряд переваг:

- з еквівалентних матеріалів можна створювати складно побудовані неоднорідні моделі;

- моделі можуть бути як плоскими, так і об'ємними;

- при моделюванні на еквівалентних матеріалах можна отримати наочну картину деформування і руйнування.

З іншого боку, цей метод моделювання має суттєві недоліки:

- великі труднощі виникають при підборі матеріалів-еквівалентів через неможливість отримання в деяких випадках матеріалів із заданими властивостями, через малий діапазон зміни властивостей матеріалів, що застосовуються для моделювання, а також неможливості виготовлення однорідних сумішей;

- підбір матеріалів, створення моделі, проведення експерименту вимагає багато часу і потребує значних матеріальних затрат;

- моделі з еквівалентних матеріалів, як правило, дуже громіздкі, а їх використання найчастіше є одноразовим.

3.2. Метод термопластичних матеріалів

Моделювання із застосуванням термопластичних матеріалів по суті є різновидом методу еквівалентних матеріалів і використовується для вивчення деформацій масивів гірських порід у тому випадку, коли зміна їх механічних властивостей відбувається в часі. Такі деформації спостерігаються, наприклад, за розвитку зсувного процесу на схилі, в результаті зволоження зсувних мас порід підземними або поверхневими водами [5].

Визначальними параметрами процесу деформування (із зазначенням їх розмінностей) в цьому випадку будуть:

геометричний розмір	$[l] = L$
показники міцнісних властивостей	$[c] = ML^{-1}T^{-2}$
	$[\mathrm{tg}\,\varphi]$ = безрозмірна
динамічна в'язкість порід	$[\eta] = ML^{-1}T^{-1}$
щільність	$[\rho] = ML^{-3}$
прискорення вільного падіння	$[g] = LT^{-2}$
час	$[t] = T$

Число нетривіальних критеріїв подібності визначається на підставі теорії подібності: розмірних визначальних параметрів шість, число параметрів із незалежними розмінностями три, незалежних критеріїв подібності три:

$$c / \rho g l = idem; \eta / \rho l \sqrt{gl} = idem; t\sqrt{g / l} = idem. \qquad (3.2.1)$$

До цих критеріїв необхідно додати тривіальний критерій $\mathrm{tg}\,\varphi_{моделі} = \mathrm{tg}\,\varphi_{натури}$.

Термопластичний матеріал представляє собою суміш кварцового піску з машинним маслом. При моделюванні використовується його властивість змінювати міцність і в'язкість за зміни температури. Підбір матеріалу-еквівалента виконується за міцнісними показниками c і tg φ у відповідності з наведеними критеріями подібності шляхом змішування інертної і в'яжучої речовини в потрібних пропорціях. Залежність зміни в'язкості від температури використовується для моделювання природного процесу, в якому зміна в'язкості гірських порід відбувається, наприклад, у результаті зміни вологості, але має ту саму закономірність. Експеримент дозволяє вивчити зміну напружень і розвиток деформацій в моделі в часі і перерахувати отримані величини на досліджуваний природний об'єкт у відповідності з критеріями подібності (3.2.1):

$$t_н = \sqrt{\frac{l_н}{l_м}} l_м ; \sigma_н = \frac{\rho_н l_н}{\rho_м l_м} \sigma_м .$$

Моделювання із застосуванням термопластичних матеріалів проводять, як правило, на об'ємних моделях на спеціальних столах, що дозволяють диференційовано підігрівати матеріал моделі і виконувати необхідні вимірювання. При цьому нагрівання можливо здійснювати двома способами: знизу за допомогою спеціальних пластин, розігрів яких відбувається незалежно за заздалегідь розробленою програмою (ступінь нагрівання пластин повинен, наприклад, відповідати характеру зволоження порід за рахунок підземних вод); і за допомогою ламп зверху. Режим нагріву у другому випадку може відповідати процесу зволоження порід атмосферними опадами, що випадають. Контроль ступеню нагріву матеріалу моделі проводиться з допомогою термопари, деформації моделі визначаються за переміщенням реперів простими вимірюваннями або за повторного фотографування, для вимірювання тиску рухливих мас порід встановлюються тензодатчики.

Перевагою цього методу є можливість вивчення процесу в часі. За допомогою такого моделювання можна не лише прогнозувати розвиток

процесу, але й розробляти відповідні заходи (наприклад, із стабілізації зсувного схилу).

3.3. Відцентрове моделювання

Метод відцентрового моделювання, розроблений Г.І. Покровським і Н.І. Давиденковим (1932), одночасно з ними П.Б. Бакі (США), ґрунтується на загальних положеннях теорії подібності [26]. При моделюванні процесів, що протікають у масиві гірських порід, поведінка яких, передусім, залежить від дії гравітаційної сили, визначальними параметрами є:

геометричний розмір $[l] = L$

деформаційні властивості:

модуль пружності $[E] = ML^{-1}T^{-2}$

коефіцієнт Пуассона $[\mu]$ = безрозмірна величина

щільність $[\rho] = ML^{-3}$

прискорення вільного падіння $[g] = LT^{-2}$

У відповідності з теорією подібності критеріями подібності будуть: тривіальний $\mu = idem$ і нетривіальний $E/\rho gl = idem$. Якщо модель створюється з того ж матеріалу, з якого складається об'єкт, що вивчається, тобто $E_м = E_н$, $\rho_м = \rho_н$, то має бути $gl = idem$. Але у випадку, коли моделювання виконується у звичайних умовах, тобто, якщо $g_н = g_м$, модель повинна мати ті ж розміри, що й природний об'єкт. Отже, якщо модель менше природного об'єкта, то необхідно, щоб всі елементи моделі зазнавали прискорення у стільки ж разів більше прискорення вільного падіння, у скільки разів модель менша досліджуваного об'єкта.

Ідея відцентрового моделювання полягає в заміні гравітаційних сил іншими об'ємними силами, величина яких підбирається в залежності від співвідношення розмірів досліджуваного об'єкта і моделі (L/l), тобто від масштабу моделювання. Таким силами можуть бути відцентрові інерційні сили, що створюються обертанням моделі в центрифузі. При цьому розміри

моделі повинні бути у стільки ж разів менше натурних, у скільки разів створювані центрифугою об’ємні сили перевищують силу тяжіння.

Використовувати при побудові моделі лише ідею відцентрового моделювання не завжди достатньо через неможливість дотримання потрібного масштабу. Тому доцільно поєднувати відцентрове моделювання з моделюванням на еквівалентних матеріалах або на оптично активних, причому останні в сполученні із заморожуванням напружень. Такий підхід, коли одночасно змінюють прискорення і властивості матеріалу моделі, дозволяє розширити можливості моделювання.

Для відцентрового моделювання потрібне громіздке обладнання, що значною мірою ускладнює застосування цього методу для вирішення інженерно-геологічних завдань.

4 АНАЛОГОВЕ ТА ІМІТАЦІЙНЕ МОДЕЛЮВАННЯ

Дослідження напружено-деформованого стану масивів гірських порід може бути виконане з допомогою аналогового моделювання. Для розв'язання задач механіки грунтів метод електрогеодинамічних аналогій був вперше застосований В.А. Флоріним [43]. Вивчення розподілу напружень у гравітаційних площинах цим методом виконувалося Л.І. Дятловицьким [9]. Для дослідження напружено-деформованого стану масивів гірських порід, що складають природні схили, метод електрогеодинамічних аналогій широко застосовувався для оцінки стійкості схилів Одеського узбережжя Чорного моря [29].

4.1. Метод електрогеодинамічних аналогій

Метод електрогеодинамічних аналогій (ЕГДА) входить у групу аналогового моделювання [29]. Під аналоговим розуміється такий вид моделювання, за якого процес однієї фізичної природи вивчається з допомогою процесу іншої фізичної природи, але за умови, що обидва процеси описуються однотипними математичними виразами. Метод ЕГДА ґрунтується на тому, що і розподіл напружень у масиві гірських порід і електричне поле описуються тотожними диференціальними рівняннями. Дійсно, за відсутності об'ємних сил напружений стан тіл характеризується системою однорідних рівнянь рівноваги і рівняння сумісності:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0, \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0, \qquad (4.1.1)$$

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}\right)(\sigma_x + \sigma_y) = \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}\right)\theta = 0, \qquad (4.1.2)$$

де прийнято $(\sigma_x + \sigma_y) = \theta$.

Умови в розподілу струму в електричному провіднику описуються рівнянням рівноваги

$$\frac{\partial i_x}{\partial x} + \frac{\partial i_y}{\partial y} = 0 \qquad (4.1.3)$$

і рівнянням сумісності

$$\left(\frac{\partial^2 U}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 U}{\partial y^2}\right)=0, \qquad (4.1.4)$$

де i_x і i_y – проекції векторів густини струму на координатні осі Ox і Oy, U – функція електричного потенціалу. Із зіставлення цих рівнянь легко зробити висновок про їх аналогічність. Як рівняння сумісності як для напружень у масиві гірських порід, так і для електричних потенціалів, використовують рівняння Лапласа.

Зв'язок між напруженнями і деформаціями у випадку плоского напруженого стану ($\sigma_z = 0$) виражається узагальненим законом Гука:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E}(\sigma_x-\mu\sigma_y),\\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E}(\sigma_y-\mu\sigma_x).\end{aligned} \qquad (4.1.5)$$

Якщо скласти компоненти відносних деформацій, буде отримано вираз:

$$\varepsilon=\varepsilon_x+\varepsilon_y=\frac{1-\mu}{E}(\sigma_x+\sigma_y)=\frac{1-\mu}{E}\theta, \qquad (4.1.6)$$

де величина ε характеризує плоску відносну деформацію в результаті дії суми нормальних напружень $\theta=\sigma_x+\sigma_y$, а $\frac{1-\mu}{E}$ - представляє собою коефіцієнт плоскої деформації, який залежить від пружних параметрів, деформованого тіла: модуля пружності E і коефіцієнта поперечної деформації μ.

Зв'язок між силою струму і напруженням виражається законом Ома:

$$I=\frac{1}{R}U, \qquad (41.7)$$

де I – сила струму, U – напруження, R – опір.

Зіставлення формул (4.1.6) і (4.1.7) показує аналогічність законів Гука і Ома. Для доведення умов подібності замінимо характеристики поля

напружень на аналогічні характеристики електричного поля через масштабні коефіцієнти α або коефіцієнти подібності. Так, $\varepsilon = \alpha_\varepsilon I$, $\frac{1-\mu}{E} = \alpha_K \frac{1}{R}$, $\theta = \alpha_\theta U$, то з (4.1.6) отримаємо:

$$\alpha_\varepsilon I = \alpha_K \frac{1}{R} \alpha_\theta U. \qquad (4.1.8)$$

Якщо вибрати α_ε таким, щоб задовольнялося співвідношення

$$\alpha_\varepsilon = \alpha_K \alpha_\theta, \qquad (4.1.9)$$

то вираз (4.1.8) тотожно перейде в закон Ома (4.1.7), що доводить подібність процесів, причому співвідношення (4.1.9) представляє собою критерій подібності. Таким чином, виходячи з аналогії рівнянь, що описують рух електричного струму в провіднику і розподіл напружень у масиві гірських порід, можна вивчати останні, наприклад, із допомогою моделей з електропровідного паперу. Модель необхідно побудувати геометрично подібною до модельованого об’єкта і задати опір моделі обернено пропорційним коефіцієнту плоскої деформації $K = \frac{1-\mu}{E}$, який залежить від деформаційних властивостей досліджуваного об’єкта.

Для визначення електричного потенціалу вводиться відносний електричний потенціал $0 < \overline{U} < 1$:

$$\overline{U} = \frac{\Delta U}{\Delta U_{\max}}, \qquad (4.1.10)$$

де $\Delta U_{max} = U_{max} - U_{min}$, $\Delta U = U - U_{min}$. Із подібності цих двох процесів, що розглядаються, випливає пропорціональність електричного потенціалу U і суми головних напружень θ:

$$\frac{\Delta\theta_{\max}}{\Delta U_{\max}} = \frac{\Delta\theta}{\Delta U} = \alpha_\theta, \text{ звідси } \overline{U} = \frac{\Delta\theta}{\Delta\theta_{\max}},$$

або

$$\overline{U} = \frac{\theta - \theta_{\min}}{\theta_{\max} - \theta_{\min}}. \qquad (4.1.11)$$

У результаті прикладення до контуру моделі електричного потенціалу, що відповідає за величиною поверхневому навантаженню, якого зазнає масив гірських порід, у моделі виникає електричний струм. Лінії рівних напружень на електропровідному папері відповідають лініям рівних сум нормальних напружень. Замірявши на моделі електричний потенціал U, можна розрахувати величину функції $\theta = \sigma_x + \sigma_y$, за якою, використовуючи рівняння рівноваги, можна визначити напруження.

Метод ЕГДА найбільш успішно може бути застосований для вивчення розподілу напружень у лінійно деформованому середовищі за відсутності об’ємних сил. Вивчення напруженого стану масивів гірських порід, деформація яких відбувається, передусім, під дією власної ваги, з допомогою ЕГДА ускладнене. Воно може бути здійснене, якщо власну вагу замінити еквівалентними поверхневими силами, використовуючи, наприклад, метод від’ємних або компенсаційних навантажень.

Перевага методу ЕГДА полягає в простоті виготовлення моделей (вони просто вирізаються з електропровідного паперу). Недоліками методу є малий діапазон зміни опору електропровідного паперу, що ускладнює його підбір для проведення моделювання; нестабільність результатів визначення напружень, що викликане залежністю опору паперу від його неоднорідності, вологості, температури та інших факторів; неможливість у ряді випадків повторити експеримент на одній і тій же моделі.

Крім суцільних моделей ЕГДА застосовуються сіткові електричні моделі, основу яких складає сітка електричних опорів, що з’єднуються у вузлових точках. З допомогою таких моделей можливе розв’язання просторових задач. Теоретичною основою сіткових моделей є метод кінцевих різниць. Слід визнати, що ЕГДА і сіткові електричні моделі не знайшли

широкого застосування при дослідженні напружено-деформованого стану масивів гірських порід, тому що це успішніше проводиться з допомогою числових методів розв'язання диференціальних рівнянь і сучасної обчислювальної техніки.

4.2. Імітаційне комп'ютерне моделювання

Імітаційне комп'ютерне моделювання – відносно молодий і новий напрямок у дослідженні складних динамічних систем, який нині інтенсивно розвивається і використовується в багатьох областях науки і техніки [51,55].

Ідея імітаційного моделювання початково була сформульована і реалізована в біології [13] для дослідження поведінки складних систем, які самоорганізуються і складаються з багатьох елементів (особин). Типовими прикладами таких систем є популяції і спільноти живих організмів. Як правило, динаміка їх розвитку характеризується стохастичністю, нелінійністю і нестаціонарністю, а функціонування відбувається під дією факторів різноманітної і маловивченої природи. У зв'язку з цим моделювання такого роду систем традиційними емпіричними і аналітичними методами пов'язане з великими складнощами як теоретичного, так і технічного характеру, а іноді й просто неможливе. У цих умовах імітаційне комп'ютерне моделювання по суті є єдиним методом дослідження і прогнозування їх поведінки. Суть імітаційного моделювання полягає в тому, що всі наявні відомості про систему записуються в будь-якому доступному для ЕОМ формалізованому вигляді, а потім на комп'ютері проробляються всі можливі варіанти і сценарії того, що може дати сукупність цих знань у плані прогнозування її розвитку.

В інженерній геології отримав розвиток інший, імовірнісний, підхід до імітаційного моделювання, в основу якого покладені кліткові автомати і дискретні моделі. Під клітковими автоматами розуміється фіктивне середовище, в якому на мікрорівні моделюється взаємодія великої кількості рухливих і нерухомих елементарних частинок (газу, рідини, сипучого

середовища тощо) для встановлення закономірностей макроскопічної поведінки системи в середньому. Кліткові автомати і дискретні моделі більшою мірою, ніж інші засоби, пристосовані для опису процесів, що протікають у грунтах і ґрунтових масивах.

Можливість використання кліткових автоматів для моделювання інженерно-геологічних процесів базується на положенні статистичної фізики про те, що макроскопічна поведінка системи, що складається з великої кількості елементів (частинок), визначається не мікроскопічними властивостями кожного елемента окремо, а головним чином характером взаємодії між собою. Тому поведінка будь-якої рідини, газу або твердого тіла, незалежно від хімічного складу і будови їх молекул, на макроскопічному рівні підкоряється одним і тим же законам. Природа подібності в макроскопічній поведінці різних за своїм складом матеріалів криється в тому, що навіть у найменшому об’ємі будь-якого твердого тіла, рідини або газу нараховується величезна кількість молекул, а макроскопічна поведінка всієї системи в цілому визначається особливостями їх взаємодії між собою.

При використанні кліткових автоматів суттєвою є вимога, щоб зовнішні впливи реалізовувались у просторі і часі в масштабі порівняно більшому з масштабом взаємодії на мікроскопічному рівні. Звідси випливає, що локальна рівновага на мікрорівні буде визначатися лише характером взаємодії між елементарними часточками. У підсумку еволюцію розвитку системи на макрорівні можна встановити, якщо існує можливість кількісно описати взаємодію елементарних часточок на мікрорівні за досить тривалий проміжок часу.

Методика побудови дискретних моделей з допомогою кліткових автоматів надзвичайно проста. Рідина, газ або сипуче динамічне середовище представляється у вигляді множини «віртуальних» часточок (дискретних математичних точок), які можуть пересуватися між вузлами сітки під впливом зовнішніх і внутрішніх сил. Якщо дві або декілька часточок

одночасно приходять в один і той же вузол, вони взаємодіють одна з одною. У залежності від типу модельованого процесу характер взаємодії може бути різноманітним (пружне відштовхування, присипання, руйнування, реакція тощо), але завжди у відповідності з фундаментальними законами збереження речовини і енергії, тобто таким чином, що маса і кількість руху частинок, що беруть участь у взаємодії, залишаються незмінними до і після зіткнення.

Найбільш важливим моментом методики моделювання є складання для кожного процесу власного набору правил, що описують взаємодію віртуальних частинок динамічного середовища для всіх можливих ситуацій при зіткненні. Такі правила програмуються і зводяться в таблицю-матрицю колізій. Відтворення динаміки розвитку того або іншого процесу зводиться по суті до вибору відповідного набору правил взаємодії.

Побудова моделі здійснюється з допомогою програми - графічного редактора, організованого за модульним типом, тобто таким чином, що для опису кожного компонента (шару моделі) передбачений окремий блок зі своїми специфічними функціями і властивостями. Всього таких компонентів п’ять: рухливі частинки (динамічні вузли моделі), перешкоди або нерухомі частинки (статичні вузли), джерела частинок (дрени) і зовнішнє силове поле.

Кожний шар моделі прорисовується індивідуально у вигляді контуру, що займає певну частину в полі моделі, а потім в автоматичному режимі шари накладаються один на одного. У випадку перетину контурів зображень різних шарів між ними реалізуються відношення пріоритетності. З допомогою редактора задаються параметри моделі, її геометричні розміри і форма, визначаються необхідні граничні умови, описується характер зовнішніх впливів і механізми взаємодії частинок динамічного середовища. Процес побудови моделі в залежності від її складності займає 5-10 хвилин.

Описана технологія дозволяє практично одними засобами створити широкий спектр моделей різноманітних процесів. До їх числа передусім відносяться процеси течії рідких і газоподібних середовищ, які вивчаються класичною гідродинамікою і аеродинамікою, фільтраційні процеси як у

природних умовах, так і під впливом техногенних факторів, процеси конвективного і дифузійного масоперенесення в гірських породах, процеси річкової ерозії і переробки берегів, суфозійні і карстові процесі і численні схилові процеси, такі, як зсуви-потоки, селі, снігові лавини і осипи.

Власне моделювання здійснюється з допомогою іншої програми, в результаті роботи якої динаміку розвитку процесу можна спостерігати на екрані комп'ютера в режимі реального часу і отримати запис серії кількісних характеристик, таких, як швидкість переміщення модельованого середовища, тиск, густина, дивергенція і механічна енергія по всьому полю моделі.

На сучасному етапі вже є досвід моделювання з допомогою кліткових автоматів деяких інженерно-геологічних процесів [13,45].

5. ТИПИ МОДЕЛЕЙ МАСИВІВ ГІРСЬКИХ ПОРІД.

Всі методи математичного і фізичного моделювання, що розглядаються, застосовуються при дослідженні напружено-деформованого стану масивів гірських порід. Методи мають різні можливості, і тому в кожному конкретному випадку необхідний правильний вибір відповідного способу вирішення поставленого завдання. Неможливо вказати універсальний спосіб вирішення зазначених завдань для різних об'єктів. Конкретні із розглянутих вище методів мають свою область застосування, і тому важливо, використовуючи можливості кожного методу, вміло їх комплексувати. При вивченні розподілу напружень у неоднорідних масивах гірських порід із нерівними зовнішніми і внутрішніми межами найбільш раціонально використовувати числове математичне моделювання. Нині числове математичне моделювання витіснило фізичні методи моделювання. Однак не слід повністю відмовлятися від предметного моделювання, тому що тільки за його допомогою можливо виявити механізм процесу і отримати наочне уявлення про деформування і руйнування масивів гірських порід під впливом зовнішніх зусиль і в залежності від їх внутрішньої будови. Значна роль належить лабораторному моделюванню при створенні постійно діючих

моделей (ПДМ), які покликані вирішувати завдання вивчення, прогнозу і управління геологічними та інженерно-геологічними процесами.

Більшість методів математичного моделювання виходять з уявлення про лінійну деформованість і суцільність масивів гірських порід, що вивчаються. Але реальні масиви ніколи не бувають суцільними, тому що вони ускладнені порожнинами різного розміру і форми, розбиті тріщинами, роздроблені тощо. При математичному моделюванні існують підходи, що дозволяють розглядати вплив порожнин, тріщин, виробок та інших типів порожнин на розподіл напружень у масиві гірських порід, зберігаючи припущення про їх суцільність. Наприклад, сильно тріщинуваті роздроблені породи можна розглядати як суцільне середовище, але таке, що мають суттєво більшу деформованість. З іншого боку, можливий і принципово інший підхід, коли масиви роздроблених гірських порід, у тому числі скельні і напівскельні, розглядаються як дискретні, сипучі середовища. Але в такому випадку необхідно використовувати інший математичний апарат. Отже, один і той самий масив гірських порід можна вивчати, застосовуючи різні математичні моделі.

Більш складні математичні моделі необхідно використовувати для вивчення напружено-деформованого стану двофазних середовищ. Такі завдання виникають при вивченні ущільнення водонасичених порід під навантаженням, при відкачуваннях рідини з підземних порожнин і шарів та в інших випадках.

При вивченні напруженого стану масиву водонасичених гірських порід великого значення набуває врахування впливу тиску флюїдів, для чого використовуються різні математичні моделі, що відображають взаємодію рідкої і твердої складових породи. Першою була модель К. Терцаги [35], згідно якої повні головні напруження в гірській породі включають дві частини. Напруження, діючі на воду і тверду складову в будь-якому напрямку з однаковою силою, називаються нейтральним або поровим тиском. Різниця між повними головними напруженнями і поровим тиском

називається ефективним напруженням, яке діє тільки у твердій фазі. Зміна об'єму породи, умови руйнування визначаються виключно величиною ефективного напруження. Ця модель дозволяє розв'язувати одновимірну задачу.

Модель М. Біо [52] була створена для розв'язання задачі про напруження у тривимірній моделі флюїдонасиченого середовища. Ця модель об'єднує рівняння, що характеризують деформування твердої фази за законом Гука, з рівняннями, що описують рух рідини в гірських породах згідно лінійного закону фільтрації Дарсі, також вона враховує стисливість мінеральних зерен. На сучасному етапі теорія поропружності М. Біо є найбільш повною і досить строгою для математичного моделювання напруженого стану флюїдонасичених масивів порід.

Ускладнення математичної моделі необхідне і у випадку дослідження напружено-деформованого стану масивів гірських порід, які проявляють пластичні властивості, що характерне для багатьох типів осадочних порід. Розв'язання задачі про розподіл напружень і деформування пластичних порід поблизу підземних виробок набуває великого значення при створенні резервуарів у шарах кам'яної солі для зберігання різних видів рідких і газоподібних продуктів у зв'язку з необхідністю оцінки стійкості [34].

Розв'язання інженерно-геологічних задач не вичерпується лише дослідженням напружено-деформованого стану масивів гірських порід. Гостро стоять питання оцінки умов руйнування гірських порід, які будуть розглянуті у другій частині цього посібника на прикладі оцінки стійкості зсувонебезпечних схилів. Зсувні процеси відрізняються великою різноманітністю. Тому для оцінки ступеня стійкості схилів і опису руху зсувних мас застосовуються різні математичні моделі. Наприклад, у схилах і укосах, складених однорідними гірськими породами, порушення стійкості відбувається за невідповідності міцності порід їх напруженому стану. У цьому випадку можливе застосування моделі граничного напруженого стану, яка включає рівняння (2.1.1).

Широке поширення у природі мають процеси, що представляють собою переміщення мас речовини різного генезису і складу вниз по схилу. До таких процесів відносяться снігові лавини, селеві потоки, соліфлюкція, зсуви-потоки і спливи тощо. Ці явища відрізняються не лише природою і складом потоку, але, що дуже суттєво, в'язкістю зсунутої речовини. Крайніми випадками є водні потоки з нижчою в'язкістю і абсолютно тверді блоки або брили, що повільно сунуться вниз по схилу. Головним питанням є встановлення характеру руху мас речовини, що зсуваються вниз по схилу. Слід підкреслити, що при описі процесу, що розглядається, не вирішується завдання втрати стійкості речовини, яка знаходиться на схилі. Для виявлення умов, що призводять до початку його зміщення вниз по схилу, потрібна розробка інших інженерно-геологічних моделей.

Модель, що описує рух речовини вниз по схилу, передбачає раптову втрату ним стійкості, як у випадку греблі, що стримує водосховище, але в один момент перестає виконувати покладену на неї функцію. Основною моделлю, яка описує зміщення снігових лавин, селів, зсувів-потоків та їм подібних, поки ще є гідравлічна модель, що представляє собою окремий випадок рівнянь Нав'є-Стокса. Гідравлічна модель при описі руху зсувів-потоків враховує в'язкість матеріалу, з якого він складається, тертя потоку по дну і стінках русла, по якому відбувається зміщення, можливість захвату нового матеріалу при русі або його втрати. При цьому вважається, що в'язкість постійна по довжині і потужності потоку, а тертя по поверхні зміщення підлягає закону Кулона або тому ж закону з уточненнями С.С. Григоряна [22]. Також припускається, що рух потоку здійснюється в руслі постійного перерізу. Ця модель дозволяє вивчити рух зсуву-потоку по схилу зі змінною крутизною. Основними результатами застосування цієї моделі є зміна в часі швидкості руху і потужності потоку диференційовано по його довжині, і, як наслідок, загальна відстань, яку пробігає потік.

Методи фізичного моделювання застосовуються для дослідження виносу піщаного матеріалу в штучні і природні підземні порожнини під

впливом рухливого потоку підземних вод, що нерідко призводять до утворення проваль на поверхні Землі. Суфозійні і провальні процеси розвиваються на територіях розвитку карсту і, як правило, в умовах змінного режиму руху підземних вод, викликаного техногенними причинами. У геологічній будові ділянок, де розвиваються ці процеси, приймають участь закарстовані породи (вапняки, доломіти, гіпс), які перекриваються слабопроникним шаром незначної потужності (глини, доломітова мука тощо), вище якого залягають піщані породи. У гідрогеологічному відношенні ці ділянки характеризуються вертикальною фільтрацією підземних вод із пісків, що залягають вище, в закарстовані відклади.

Найбільш типовою інженерно-геологічною моделлю ділянок із проявом суфозійних і провальних процесів є трьохшарова модель. Нижній шар представлений розчинними гірськими породами, в яких обов'язково повинні бути присутні відкриті порожнини, причому останні мають розташовуватися в покрівлі закарстованих порід. Породи нижнього шару можуть бути або сухими, або містити безнапірний водоносний горизонт. Середній шар складений слабопроникними переважно глинистими породами незначної потужності, можливо ослабленими підвищеною тріщинуватістю. Верхній шар представляє собою суху водонасичену піщану товщу.

Суттєвою рисою цієї моделі є припущення про можливість вертикальної фільтрації з пісків, що залягають вище, в закарстовані породи нижнього шару через слабопроникний глинистий екран. Якщо товща суха, то фільтрація може виникнути при техногенному обводненні піщаної товщі, наприклад, у результаті витоків із водопровідних або каналізаційних мереж. Якщо піски і закарстовані породи обводнені, то фільтрація буде відбуватись за відповідної різниці напорів. Не менш важливою особливістю цієї моделі є можливе зростання проникності екрануючого шару при виникненні умов для вертикальної фільтрації, що може відбуватися в результаті руйнування слабопроникного шару.

Таким чином, за допомогою розглянутої моделі може бути вирішене завдання про умови, за яких можливе порушення суцільності екрануючого шару в результаті суфозії і підземної ерозії, причому можливі різні механізми розвитку цього процесу в залежності від особливостей геологічної обстановки і гідрогеологічного режиму.

Руйнування в результаті суфозії і ерозійного розмиву екрануючого шару створює умови для вільного переміщення сухих або водонасичених піщаних порід верхнього шару в утворену порожнину. Процес розвивається знизу вгору, захватує вище розташовані горизонти і може вийти на поверхню з утворенням провальної вирви. Складність розвитку розглянутого процесу приводить до необхідності залучення до його опису і вивчення декількох розрахункових моделей та способів фізичного моделювання.

Широко застосовуються математичні моделі, що ґрунтуються на використанні рівнянь теплопровідності, для дослідження руху рідини в пористих середовищах, а також промерзання і відтавання гірських порід (у районах поширення багаторічної мерзлоти) і пов’язаних із ними кріогенних процесів.

Нарешті, серед новітніх підходів до вивчення різних геологічних та інженерно-геологічних процесів слід назвати використання синергетичних моделей і образи комплексних динамічних систем (фракталів) для опису і прогнозу розвитку сучасних процесів. Перший з них дозволяє проводити оцінку порушення рівноважного стану динамічних систем на підставі закономірностей саморегуляції процесів [53]. Другий передбачає знання управляючого динамікою процесу закону, зв’язків масштабних перетворень зі змінами структури досліджуваних об’єктів, виявлення періодичності спостережуваних процесів та їх класифікацію [28]. Це стає можливим лише при проведенні тривалого моніторингу і використанні його даних для складення рівняння процесу, що враховує його періодичність, стійкість і рівновагу.

Контрольні запитання

1. Мета і основні етапи проведення схематизації природних умов.

2. Питання, що вирішуються при схематизації.

3. Випадки розв’язання задачі у двовимірній і одновимірній постановці.

4. Умови розгляду природних процесів як стаціонарних.

5. Способи завдання розрахункових параметрів.

6. Методи математичного і експериментального моделювання, що застосовуються при інженерно-геологічних дослідженнях.

7. Задачі інженерної геології, що розв’язуються за допомогою моделювання.

8. Які рівняння містить математична модель?

9. Під дією яких зовнішніх сил може знаходитись масив гірських порід?

10. Що таке напруження?

11. Які деформації виникають у тілах, що зазнають дії зовнішніх сил?

12. Способи аналітичного розв’язяння задач про напружено-деформований стан масивів гірських порід.

13. Прийоми розв’язання системи диференціальних рівнянь у випадку дії об’ємних сил.

14. Види сіток, які використовуються при розв’язанні задач кінцево-різницевими методами.

15. Відмінність розбиття досліджуваних областей на елементи в кінцево-різницевих методах і в МКЕ.

16. Чим відрізняється явна і неявна схеми розв’язанні про НДС масиву гірських порід кінцево-різницевими схемами?

17. Метод кінцевих елементів, його відмінність від інших числових методів.

18. Чим відрізняється метод МКЕ від методу граничних елементів?

19. Переваги і недоліки числових методів розв’язання задач про НДС масиву гірських порід.

20. Що є теоретичною основою методу еквівалентних матеріалів?

21. Які процеси вивчаються за допомогою методу еквівалентних матеріалів?

22. Різновиди методу еквівалентних матеріалів.

23. Який склад мають еквівалентні матеріали?

24. Які критерії подібності використовуються в методі термопластичних матеріалів?

25. Область застосування, переваги і недоліки методів еквівалентних матеріалів.

26. Що таке аналогове моделювання?

27. Суть методу електрогеодинамічних аналогій.

28. Область застосування і суть імітаційного комп’ютерного моделювання.

29. Основні моделі масивів гірських порід і методи математичного та експериментального моделювання.

II. РОЗРАХУНКИ ОСНОВ СПОРУД

Розрахунки основ проводяться з метою прогнозу поведінки масиву гірських порід у результаті впливу на нього інженерних споруд. При проектуванні будівель і споруд необхідно враховувати, що деформації їх основ не повинні перевищувати гранично допустимих величин, а несуча здатність повинна бути достатньою, щоб не відбулися втрата стійкості або руйнування основи. Тому основи розраховуються за двома групами граничних станів: деформаціями і несучої здатності. Отримані в результаті розрахунків деформації і несуча здатність основи зіставляються з гранично допустимими деформаціями і мінімально необхідною несучою здатністю, що враховують особливості конструкцій інженерних споруд, методи їх зведення і умови експлуатації.

6. ВИДИ НАВАНТАЖЕНЬ, ЩО ВРАХОВУЮТЬСЯ ПРИ РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ СПОРУД

Основи інженерних споруд можуть зазнавати різних видів навантажень (статичних і динамічних, направлених вертикально і горизонтально тощо), а часто є комплексом різних видів навантажень. Ці навантаження передаються спорудами на основи і обумовлені дією прикладених до споруди різноманітних сил. Так, гребля одночасно зазнає дії як горизонтальних, так і вертикальних сил (рис. 6.1). Горизонтальні сили обумовлені тиском води і льоду з боку верхнього б’єфу, тиском наносів, що нагромадилися за греблею, тиском води, що фільтрується через основу, на зуб греблі і шпунти. Вертикальні сили, діючі вниз, це вага греблі і понуру, тиск води на тіло греблі і понура. Направлені вертикально вгору сили виникають завдяки виваженому тиску води і тиску висхідного фільтраційного потоку. Високі будівлі, башти, труби, опори для високовольтних ліній передають на основу не лише вертикальний тиск, але й горизонтальне зусилля, що виникає завдяки вітровому навантаженню. Мости передають на основу не тільки

вертикальні і горизонтальні зусилля, але й динамічні навантаження, які виникають від руху транспорту і від рухливих води та льоду. У результаті впливу перерахованих навантажень основи деформуються, а іноді й руйнуються. При будівництві греблі, наприклад, можливі наступні види порушення рівноваги: руйнування основи під дією ваги греблі і води; зсув греблі по основі горизонтальною силою *Q*; перекидання греблі в результаті спільної дії горизонтальної *Q* і зваженої *W* сил навколо низового ребра; «спливання» споруди в результаті дії виваженої сили *W*.

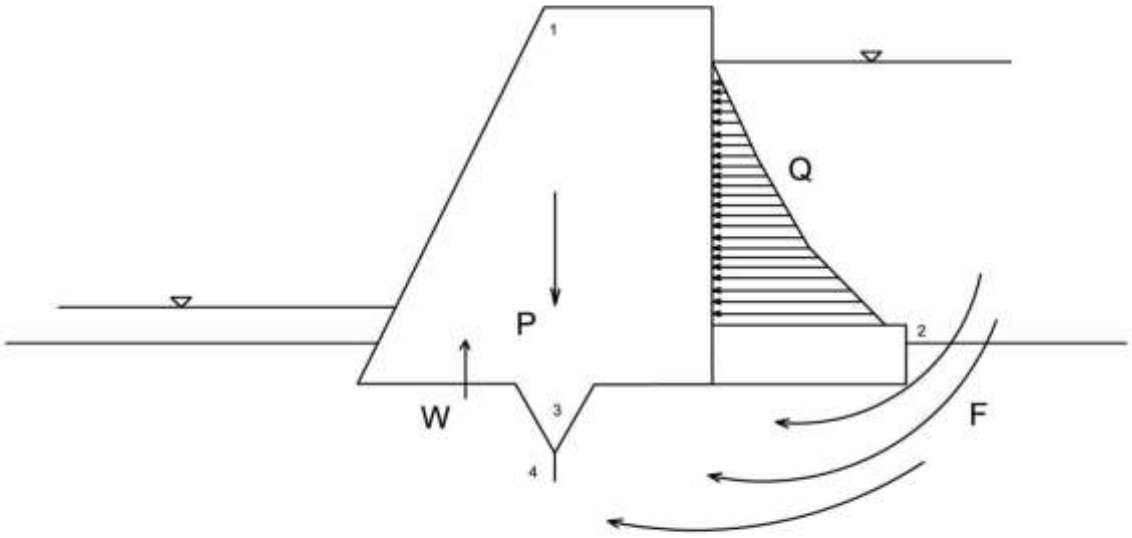

Рис 6.1. Сили, що діють на греблю:

P - вага греблі (1) разом із понуром (2) і зубом (3), шпунтовий ряд (4);

Q – епюра тиску води і наносів; *F* – тиск фільтраційного потоку;

W – виважена сила.

Розрахунки деформацій і несучої здатності основ повинні проводитися, виходячи з розгляду спільної дії інженерної споруди і основи. Розрахункова схема системи споруда-основа повинна вибиратися з урахуванням найбільш суттєвих факторів, що визначають напружений стан і деформації основи і

власне споруди, таких, як характер напластування і властивості ґрунтів основи, конструкції і технології зведення споруди тощо. У необхідних випадках повинні враховуватись анізотропія, пластичні і реологічні властивості грунтів і матеріалів, а також можливість їх змін.

7. РОЗРАХУНКИ ОСНОВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ

Розрахунки основ будівель і споруд за деформаціями проводяться для обмеження деформацій такими величинами, за яких буде неможливе досягнення стану, що ускладнює нормальну експлуатацію будівель і споруд у цілому або їх окремих частин. Як правило, розрахунок деформацій виконується, виходячи з умови спільної дії будівлі і основи.

Основи можуть зазнавати різноманітних деформацій: вертикальні і горизонтальні, рівномірні і нерівномірні, швидкі і тривалі тощо. У залежності від причин їх виникнення виділяються деформації ґрунтів від навантажень, що передаються на основу будівлею або спорудою (осади і просадки), і деформації, не пов’язані з навантаженням від будівель або споруд, такі, як набухання, усадка, осідання тощо. Вертикальні деформації поділяються на:

осади – деформації, що відбуваються в результаті ущільнення ґрунту під дією зовнішніх навантажень і в окремих випадках власної ваги ґрунту;

просадки – деформації ущільнення ґрунту в результаті спільної дії зовнішніх навантажень і власної ваги ґрунту і додатково з ними діючих факторів, таких, як замочування просадочного ґрунту, відтавання льодових прошарків у замерзлому ґрунті тощо;

набухання і усадки – деформації, пов’язані зі зміною об’єму деяких типів глинистих ґрунтів за зміни їх вологості, температури (наприклад, морозне пучення, прогрівання від промислових споруд) або впливу хімічних речовин;

осідання – деформації земної поверхні над природними, наприклад, карстовими порожнинами або штучними підземними виробками, що

утворюються за розробки корисних копалин, відкачуваннями підземних вод, нафти і газу тощо.

Спільна деформація основи і будівлі (споруди) характеризується різними показниками, основними з яких є наступні:

1) абсолютна осадка основи окремого фундаменту – S_i;

2) середня осадка основи будівлі або споруди – $S_{сер}$;

3) відносна нерівномірність осідань двох фундаментів - $\frac{\Delta S}{l}$, де ΔS – різниця їх вертикальних переміщень, l – відстань між ними;

4) крен фундаменту або споруди – i, тобто відношення різниці осідань крайніх точок фундаменту до його ширини або довжини;

5) відносний прогин або вигин - $\frac{f}{l}$, де f - стріла прогину, l – довжина ділянки будівлі або споруди, що однозначно вигинається;

6) горизонтальне переміщення фундаменту будівлі (споруди) – U.

Розрахунок основ за деформаціями виконується виходячи з умов $S \leq S_{гр}$, де S – величина спільної деформації основи і будівлі (будь-яка з вищеназваних), отримана розрахунком; $S_{гр}$ – гранично допустима величина спільної деформації, яка встановляється в залежності від характеру взаємодії споруди з основою і конструкційних особливостей споруди [8].

Розрахунок деформацій основи споруд виконується за різними схемами, які вибираються в залежності від механічних властивостей ґрунтів, характеру їх залягання і конструктивних особливостей споруди. Такими розрахунковими схемами можуть бути лінійно і нелінійно деформований півпростір, деформований шар кінцевої товщини, основа, що характеризується коефіцієнтом постелі тощо. На практиці для розрахунку деформацій основи застосовуються дві основні розрахункові схеми.

1. Лінійно деформований півпростір з умовним обмеженням глибини стисливої товщі основи.

2. Лінійно деформований шар кінцевої товщини. Така схема використовується у двох випадках: коли в межах стисливої товщі основи, яка встановлюється так само як для лінійно деформованого півпростору, розташований ґрунт є модулем деформації $E \geq 100$ МПа, а ширина (діаметр) фундаменту більше 10 м; та ґрунти, що мають модуль $E \geq 100$ МПа незалежно від глибини залягання мало стисливого ґрунту.

Результати розрахунків деформацій основи за цими схемами вважаються задовільними, якщо фактичний середній тиск на ґрунт під підошвою фундаменту не перевищує розрахункового тиску на основу. Під розрахунковим розуміється тиск, що не викликає в основі таких деформацій, за яких основа перестає бути лінійно деформованою. Розрахунковий тиск визначається в залежності від щільності ґрунту основи, його опору зсуву, розмірів і глибини закладання фундаменту.

8. РОЗРАХУНОК ОСІДАННЯ ОСНОВИ

Одним з основних видів розрахунку основи будівель або споруд за деформаціями є розрахунок осідання основи. Осідання основи фундаменту за використання розрахункової схеми основи у вигляді лінійно деформованого півпростору визначається методом пошарового підсумування осадок окремих шарів у межах стисливої товщі основи.

У випадку, коли ширина або діаметр фундаменту менше 10 м, приймається, що осідання викликане додатковим тиском, що дорівнює різниці середнього тиску, який передається фундаментом, і природного тиску від ваги ґрунту виїмки котловану.

Таким чином, щоб розрахувати осідання основи, необхідно знати розподіл вертикальної складової, природних напружень, виконати розрахунок вертикальної складової додаткових напружень, що виникають у результаті дії на основу навантаження від споруди, і оцінити потужність стисливої товщі або глибину активної зони.

Розподіл вертикальної складової природних напружень в основі при горизонтальному заляганні шарів, що складають її, визначається за формулою:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^{n} \rho_i g h_i, \qquad (8.1.1)$$

де ρ_i – щільність порід i-того шару, h_i – потужність i-того шару, g – прискорення вільного падіння, n – кількість шарів.

Таким чином, епюра розподілу вертикальної складової природних напружень, обумовлених власною вагою порід, представляє собою ламану лінію, нахил відрізків якої залежить від щільності порід, що складають основу, та їх обводнення (рис. 8.1).

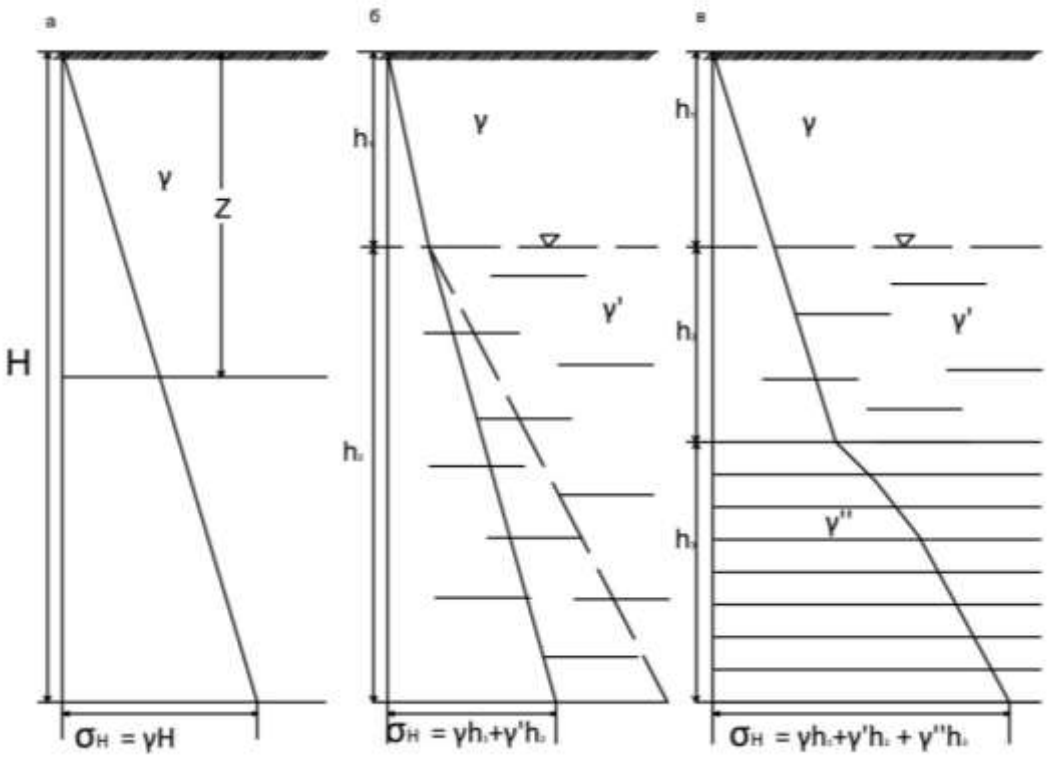

Рис. 8.1. Епюри розподілу вертикальних природних ефективних напружень у залежності від щільності порід та їх обводнення:

а – в однорідних породах; *б* – в однорідних обводнених породах; *в* – у двошаровій товщі з ґрунтовим водоносним горизонтом

Додаткові напруження визначаються виходячи з припущення, що основа представляє собою лінійно деформований півпростір. Вертикальна складова додаткових напружень розраховується для вертикального перерізу стисливої товщі основи вздовж вертикалі, що проходить через центр підошви фундаменту, тому що саме вздовж цієї лінії напруження мають максимальну величину.

Розрахунок напружень здійснюється за допомогою математичної моделі (2.1.1).

Звичайно в плані фундамент має форму витягнутого прямокутника з різними співвідношеннями сторін (за відношення сторін більше 10 фундамент називається стрічковим), або представляє собою ізометричну плиту (круглої або близької до квадрата форми). Для більшості випадків існує аналітичний розв'язок задачі про розподіл напружень у півплощині в залежності від величини і характеру розподілу прикладеного до її поверхні навантаження. Такі задачі розв'язані, і результати наведені в табл. 8.1 у вигляді коефіцієнта α, який враховує зміну по глибині додаткового вертикального тиску в породах.

Величина напруження на глибині z визначається множенням різниці між середнім тиском під підошвою фундаменту і природним тиском у ґрунті на рівні підошви фундаменту на величину коефіцієнта α, який залежить від глибини розташування точки, що розглядається, розмірів і форми фундаменту.

Таблиця 8.1

Значення коефіцієнта для визначення додаткових напружень в основі різних фундаментів

$\xi = 2z/b$	Коефіцієнт α для фундаментів							Стрічк. (η >10)
	круглих	Прямокутних із співвідношенням сторін η =1/b рівних						
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,340	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,083	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,133	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,111
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	0,311	0,040	0,058	0,106

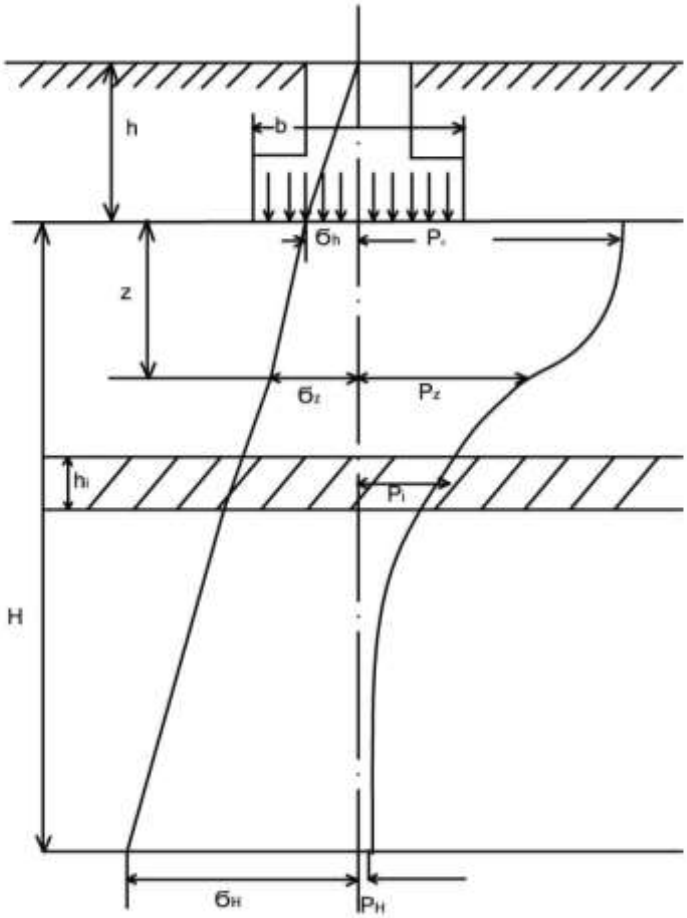

Рис. 8.2. Схема для розрахунку осадки методом пошарового підсумовування

На рис. 8.2. наведена схема розподілу вертикальних напружень у товщі основи, де прийняті наступні позначення:

h – глибина закладання фундаменту від поверхні природного рельєфу;

P – середній фактичний тиск (напруження) під підошвою фундаменту;

σ_h – природне вертикальне напруження від ваги порід, що залягають вище, на рівні підошви фундаменту;

σ_z – природне вертикальне напруження в породах на глибині z нижче підошви фундаменту (або на глибині $h+z$ від поверхні природного рельєфу);

$P_0 = P - \sigma_h$ – додатковий (до природного) вертикальний тиск на породи по підошві фундаменту;

P_z – додатковий вертикальний тиск у породах на глибині z від підошви фундаменту, обчислюється за формулою:

$$P_z = \alpha(P - \sigma_h) = \alpha P_0, \qquad (8.1.2)$$

де α – коефіцієнт, який враховує зміну по глибині додаткового вертикального тиску в породах.

Як видно з табл. 8.1, величина коефіцієнта α залежить від форми підошви фундаменту, відношення ширини фундаменту і глибини, що приймається для прямокутних фундаментів шириною b рівною $\xi = 2z/b$, а для круглих фундаментів радіусом r рівною $\xi = z/r$, і співвідношення сторін прямокутного фундаменту $\eta = 1/b$, де l – його довжина.

Розподіл додаткових вертикальних тисків залежить від площі завантаження (рис. 8.3). На будь-якій заданій глибині стисливі вертикальні напруження тим більші, чим більший розмір фундаменту, за інших рівних умов. Якщо на деякій глибині розташований слабкий прошарок, то за одного й того ж середнього навантаження його вплив на величину осадки також буде залежати від розміру фундаменту.

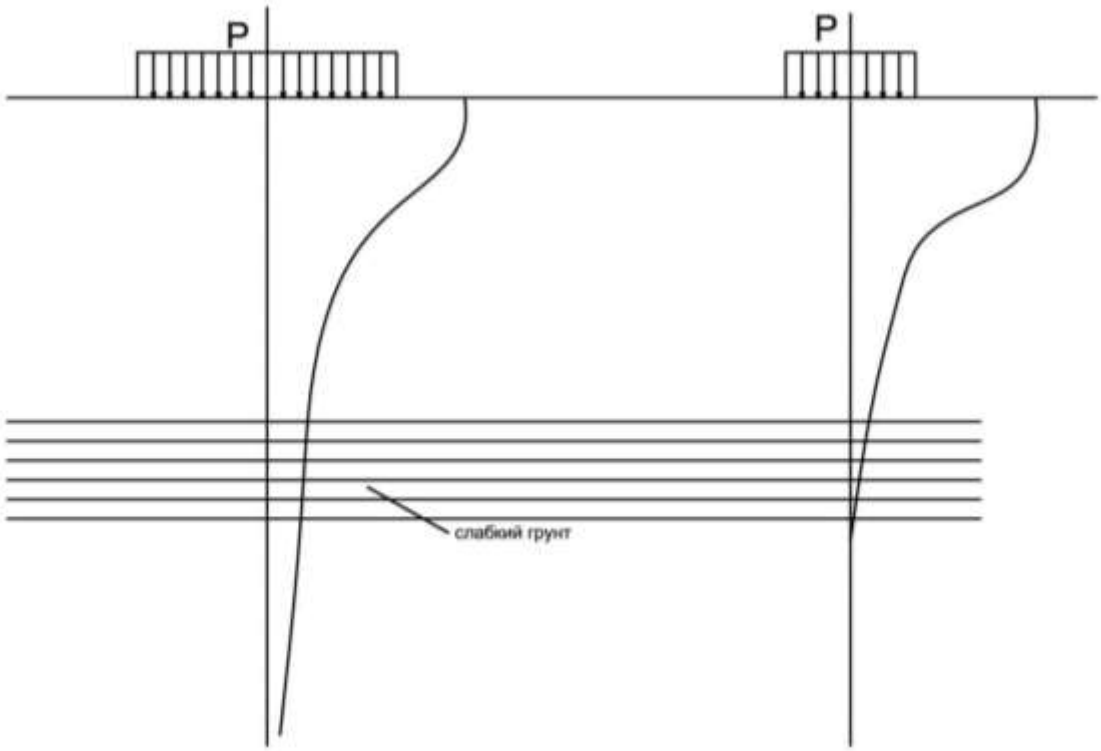

Рис. 8.3. Залежність розподілу вертикальних напружень від ширини фундаменту

Якщо на осідання фундаменту можуть вплинути навантаження від сусідніх фундаментів, необхідно їх врахувати, використовуючи *метод кутових точок* [8]. У цьому випадку додатково визначається розподіл нормальних тисків по вертикалі, що проходять під кутами «фіктивних фундаментів» (рис. 8.4). Розподіл по глибині нормального тиску, обумовленого навантаженням від сусіднього фундаменту, який передає на породи додатковий тиск P_0, у будь-якій точці C у межах або за межами обчислюваного фундаменту, знаходиться алгебраїчним підсумовуванням тисків у кутових точках P_z^y декількох фіктивних фундаментів, рівномірно завантажених тим самим додатковим тиском P_0. Тоді вертикальний тиск $P_z^/$ на будь-якій глибині z по вертикалі, що проходить через центр фундаменту, який розраховується з урахуванням навантаження від сусідніх k фундаментів, буде дорівнювати:

$$P_z^/ = P_z + \sum_l^k P_z^c, P_z^c = \sum_l^n P_z^y, \qquad (8.1.3)$$

де P_z^c – додаткові тиски вздовж вертикальної лінії, що проходить через центр даного фундаменту, що передаються сусідніми фундаментами; P_z^y – додаткові тиски під кутовими точками необхідного числа n фіктивних фундаментів.

а

б

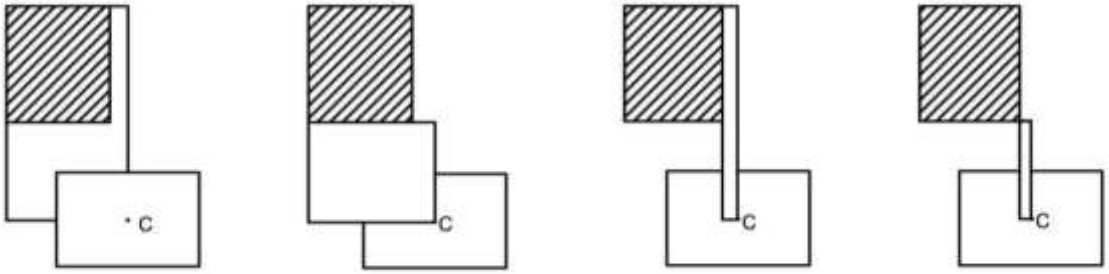

Рис. 8.4 Взаємне розташування фундаментів, що розраховується і впливає (а) схема розташування «фіктивних фундаментів» (б) для розрахунку розподілу по глибині додаткових вертикальних тисків у центрі *C* даного фундаменту за формулою (8.1.3), і враховує вплив сусіднього фундаменту (k = 1).

Для *визначення глибини активної зони* мають бути відомі модулі деформації і в окремих випадках коефіцієнти поперечної деформації всіх шарів порід, що горизонтально залягають в основі споруди.

Глибина стисливої товщі основи H обмежується виходячи із співвідношення величин додаткового тиску від фундаменту P_H або з урахуванням сусідніх фундаментів P_H' (по вертикалі, що проходить через його центр) і природного тиску на тій самій глибині σ_H. За наявності ґрунтових вод природний тиск обчислюється з урахуванням зваженої дії води.

Для піщаних і глинистих ґрунтів це співвідношення допускається приймати рівним: $P_H = 0{,}2\ \sigma_H$.

Якщо візначена нижня межа стисливої товщі закінчується в шарі ґрунту з модулем деформації $E < 5$ МПа, або якщо такий шар залягає нижче цієї межі, він має бути включений до складу стисливої товщі. У цих випадках межа стисливої товщі визначається співвідношенням $P_H = 0{,}1\ \sigma_H$.

Для *розрахунку осідання* основа розбивається на шари однакової потужності. При цьому необхідно, щоб нові межі співпали з природними (геологічними) межами, що розділяють шари з різними деформаційними властивостями. Осідання основи фундаменту розраховується методом пошарового підсумовування і визначається (з урахуванням або без урахування впливу сусідніх фундаментів) за формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{P_i h_i}{E_i}, \qquad (8.1.4)$$

де S – кінцеве (стабілізоване) осідання фундаменту; n – кількість шарів, на яку розділена по глибині стислива товща основи; h_i – товщина i-того шару ґрунту; E_i – модуль деформації i-того шару ґрунту; P_i середній додатковий (до природного) тиск в i-тому шарі ґрунту, що дорівнює півсумі додаткових тисків P_z на верхній і нижній межах цього шару, що визначаються за формулою (8.1.2) для випадку, коли не враховується тиск сусідніх фундаментів, і за формулою (8.1.3) з урахуванням цього впливу; β – безрозмірний коефіцієнт, що приймається рівним 0,8.

Коефіцієнт β вводиться, щоб врахувати відсутність бічного розширення порід за їх осідання. Він залежить від коефіцієнта Пуассона, а його величина може бути отримана з рівнянь сумісності. Якщо в рівняннях (2.2.11) прийняти $\varepsilon_x = 0$ або $\varepsilon_y = 0$ (тому що в горизонтальному напрямку деформація відсутня), то деформація у вертикальному напрямку за урахування рівності горизонтальних напружень може бути визначена наступним чином:

$$\varepsilon_z = \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{1-\mu} \cdot \frac{\sigma_z}{E}. \qquad (8.1.5)$$

Формула пошарового підсумовування (8.1.4), коли деформовану основу можна розглядати як один шар потужністю H, представляється у вигляді:

$$\frac{S}{H} = \beta \frac{P_{zcep}}{E} = \varepsilon_z. \qquad (8.1.6)$$

Із формул (8.1.5) і (8.1.6) видно, що $\beta = \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{1-\mu}$ і $\beta = 0{,}8$ при $\mu = 0{,}27$.

Якщо розглядається *випадок розрахунку основи у відповідності зі схемою* 2, то приймається, що осідання спричинене повним середнім тиском, який діє по підошві фундаменту без вирахування природного тиску. Розрахункова величина товщини лінійно деформованого шару береться до покрівлі ґрунтів із модулем деформації $E \geq 100$ МПа, а для фундаментів великих розмірів при модулі деформації $E \geq 10$ МПа за формулою:

$$H_{розр} = (H_0 + \psi b)\, K_p, \qquad (8.1.7)$$

де H_0 і ψ – приймаються відповідно рівними для основ, складених глинистими ґрунтами, 9 м і 0,15; піщаними ґрунтами – 6 м і 0,1; b – ширина фундаменту. Коефіцієнт K_p приймається рівним 0,8 за середнього тиску під підошвою фундаменту p = 100 кПа; K_p = 1,2 за p = 500 кПа, а за проміжних значень – за інтерполяцією. Розрахункова величина ($H_{розр}$) товщини лінійно деформованого шару збільшується на товщину шару ґрунту з модулем деформації E < 10 МПа, якщо цей шар розташований нижче $H_{розр}$ і його товщина менша 5 м. За більшої потужності шару такого ґрунту, а також якщо шари ґрунту, що залягають вище, мають модуль деформації E < 10 МПа, осідання обчислюється за розрахунковою схемою лінійно деформованого півпростору методом пошарового підсумовування. Осідання основи окремого фундаменту за розрахунковою схемою основи у вигляді лінійно деформованого шару кінцевої товщини визначається у відповідності з

вказівками ДБН [8]. Розрахунок за цією схемою виконується для визначення осідання жорстких фундаментів, із рівномірно розподіленим навантаженням на обмеженій площі.

При розрахунку деформацій основи використовуються розрахункові схеми, що ґрунтуються на припущенні про лінійно деформований півпростір. Отже, середній тиск на основу під підошвою фундаменту не повинен бути більшим деякої величини, що називається розрахунковим тиском, перевищення якої може викликати незворотні деформації в породах основи, які проявляються у вигляді зсувів. Розрахунковий тиск визначається за формулою, наведеною у ДБН [8], у залежності від міцнісних характеристик (кута внутрішнього тертя і зчеплення) порід основи.

9. РОЗРАХУНОК ОСНОВИ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ

Розрахунок основи за несучою здатністю здійснюється для забезпечення міцності і стійкості основ, а також попередження зсуву фундаменту по підошві або його перекидання, що може призвести до неможливості експлуатації споруди.

Розрахунок основ за несучою здатністю виконують виходячи з умови:

$$N \le \frac{\Phi}{K_н}, \qquad (9.1.1)$$

де N - розрахункове навантаження на основу; Φ – несуча здатність основи; $K_н$ – коефіцієнт надійності, який встановлюється в залежності від значущості будівлі або споруди та ступеня вивченості ґрунтових умов і приймається рівним не менше 1,2.

Несуча здатність (міцність) основ, складених скельними ґрунтами, незалежно від глибини закладання фундаментів обчислюється за формулою:

$$\Phi = R_c \overline{bl}, \qquad (9.1.2)$$

де R_c - розрахункове значення тимчасового опору зразків скельного ґрунту стиску у водонасиченому стані; $\bar{b}$ і $\bar{l}$ - приведені ширина і довжина

фундаменту: $\bar{b} = b - 2e_b$ і $\bar{l} = l - 2e_l$, де e_b і e_l – відповідно ексцентриситети прикладення рівнодіючої всіх навантажень у напрямку повздовжньої і поперечної осей фундаменту.

Якщо основа складена нескельними ґрунтами, то його несуча здатність визначається з умови, що у ґрунті утворюється поверхня ковзання, яка охоплює всю підошву фундаменту або споруди. При цьому припускається, що співвідношення між нормальним σ і дотичним τ напруженнями по всій поверхні ковзання, відповідає граничному стану основи, підлягає залежності Кулона:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\varphi + c, \qquad (9.1.3)$$

де φ і c – розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту.

У випадку, коли основа складена водонасиченими глинистими і за торфованими ґрунтами, що повільно ущільнюються, його несуча здатність повинна визначатися з урахуванням зменшення дотичного напруження τ по поверхні ковзання за рахунок утворення надлишкового тиску у поровій воді u. Таке співвідношення між нормальними і дотичними напруженнями набуває вигляду:

$$\tau = (\sigma - u)tg\varphi + c. \qquad (9.1.4)$$

Несуча здатність основ із декількох ґрунтів визначається на підставі теорії граничної рівноваги порід основи шляхом розв’язання системи рівнянь (2.1.1) спільно з умовою граничної рівноваги

$$4\tau_{xy}^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2 = (\sigma_x + \sigma_y + 2cctg\varphi)^2 \sin^2\varphi. \qquad (9.1.5)$$

Прикладання навантаження приводить до ущільнення порід основи. Початковим критичним навантаженням називається навантаження такої інтенсивності, за якого закінчується ущільнення ґрунту, починається формування пружного ядра і з’являється площадка зсуву в зоні суміжної з пружним ядром (рис. 8.5). За початкового критичного навантаження нормальні і дотичні напруження для площадок зсуву, що з’являються,

пов’язані умовою граничної рівноваги. Розрахунковий тиск, що визначається при розрахунку основи за деформаціями, не повинен перевищувати початкового критичного навантаження.

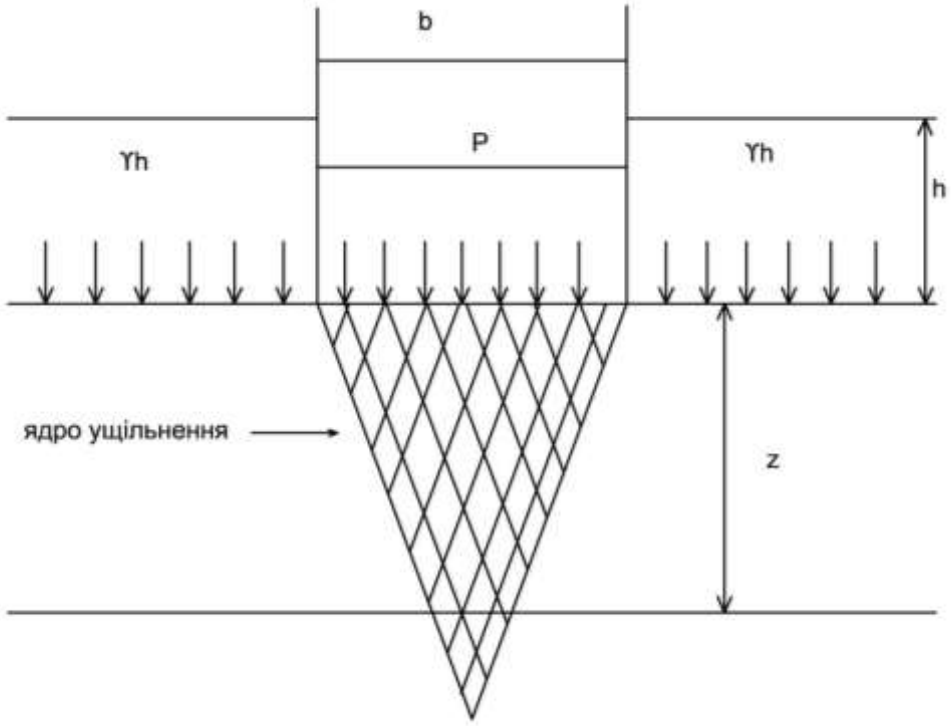

Рис. 8.5. Ущільнення основи під фундаментом: z – глибина, на яку допускається розвиток пластичних деформацій

Граничним критичним навантаженням є таке навантаження, коли повністю закінчується розвиток областей граничної рівноваги і утворюється поверхня зсуву. При розрахунках несучої здатності допускається утворення зон пластичних деформацій на глибину z (див. рис. 8.5).

Якщо основа складена однорідними ґрунтами і фундамент має плоску підошву, то його несуча здатність Φ для вертикального навантаження визначається із застосуванням аналітичних розв’язків за формулою:

$$\Phi = \overline{bl}(A\overline{b}\gamma + Bh\gamma' + Dc), \qquad (9.1.5)$$

де $\overline{b}$ і $\overline{l}$ - ширина і довжина фундаменту; h – глибина закладання фундаменту; γ і γ' - розрахункові значення об’ємної ваги ґрунтів, що знаходяться в межах можливої призми випирання нижче і вище підошви фундаменту, які визначаються для піщаних ґрунтів з урахуванням зваженої

дії ґрунтових вод; c – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту; A, B, D – безрозмірні коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя φ ґрунтів основи, кутів нахилу до вертикалі рівнодіючої всіх навантажень і співвідношення сторін підошви прямокутного фундаменту.

Несуча здатність основи визначається графоаналітичним методом із побудовою круглоциліндричних поверхонь ковзання в тому випадку, коли основа складена неоднорідними ґрунтами або водонасиченими глинами і заторфованими ґрунтами, фундаменти розташовані на укосі, під укосом або на крутоспадних пластах тощо. Для визначення несучої здатності основи цим методом знаходиться положення центру і величина радіуса найбільш небезпечної окружності, що виділяє зсувну частину ґрунту основи. Несуча здатність основи вважається забезпеченою, якщо відношення моментів сил, що перешкоджають зсуву по вибраній поверхні ковзання і зсувних сил, складає величину не менше 1,2. Несуча здатність основ, складених водонасиченими ґрунтами, визначається без урахування їх кута внутрішнього тертя (φ = 0).

При дії на фундамент значних горизонтальних зусиль обов’язково виконується розрахунок фундаменту на зсув по його підошві. У цьому випадку коефіцієнт надійності повинен бути не меншим 1,2 і визначається за формулою:

$$K_H = \frac{\sum T_{пит}}{\sum T_{зсув}}, \qquad (9.1.6)$$

де $\Sigma T_{пит}$ і $\Sigma T_{зсув}$ – суми проекцій розрахункових утримуючих і зсувних сил на площину ковзання.

10.ОСОБЛИВІ ВИПАДКИ РОЗРАХУНКУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ І ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВ

Методика розрахунків деформацій і несучої здатності, яка наведена в попередніх розділах, може бути використана в найпростіших випадках

прикладання навантаження і будови і властивостей порід основи. У більш складних випадках необхідно застосовувати нестандартні підходи і виконувати розрахунки за декількома видами деформацій. Якщо, наприклад, фундамент передає на основу відцентрове навантаження, то необхідно визначати крен фундаменту, при неоднорідній будові основи оцінюють нерівномірність осідання. При проектуванні опор ліній електропередачі необхідно виконувати розрахунок основи з урахуванням можливої дії витягуючих сил. При проектуванні мостів і водопропускних труб необхідно враховувати можливість розмиву шляху тощо.

Якщо основа складена просадочними ґрунтами, при розрахунках їх деформування необхідно враховувати, що при замочуванні водою в цих ґрунтах можуть виникнути додаткові деформації – просадки. Замочування порід основи може відбуватися як у результаті штучного обводнення водами техногенного походження, так і за підйому рівня ґрунтових вод або за підвищення вологості просадочного ґрунту, викликаного порушенням природних умов випарування ґрунтової вологи, наприклад, при асфальтуванні території.

Просадочні деформації враховуються за величини відносної просадочності ґрунтів $\delta_{пр} \geq 0{,}01$. Додаткові вертикальні деформації (просадки) виникають, по-перше, в межах деформованої зони основи від підошви фундаменту до глибини, на якій сумарні вертикальні напруження від навантаження фундаменту і власної ваги дорівнюють початковому просадочному тиску p_p. По-друге, просадки відбуваються в нижній частині просадочної товщі, починаючи з глибини, на якій вертикальні напруження від власної ваги порід дорівнюють початковому тиску $p_{пр}$, і до нижньої межі просадочної товщі. Нарешті, горизонтальні деформації виникають при просадці ґрунтів від їх власної ваги в межах криволінійної частини просадочної вирви. Сумарна величина вертикальної деформації основи з просадочних ґрунтів складається з осадок від навантаження, що передається фундаментом, просадок від навантаження фундаментів і власної ваги ґрунту.

При розрахунках основ, складених набухаючими ґрунтами, необхідно враховувати додаткові деформації (збільшення цих ґрунтів в об'ємі при замочуванні, а при наступному зниженні вологості здатність їх давати усадку). Величина набухання ґрунтів основи залежить від діючого тиску по підошві фундаменту, виду і стану ґрунту, площі замочування, фізичних і хімічних властивостей рідини, яка замочує основу.

Основи, складені заторфованими ґрунтами або мулами, відрізняються значною водопроникністю, більшою стисливістю, повільним протіканням осідань у часі, мінливістю і анізотропією міцнісних, деформаційних, фільтраційних і реологічних властивостей, а також можливістю прояву мулами тиксотропних властивостей за динамічного впливу. Розрахунок основ по несучій здатності і по деформаціях у цьому випадку має виконуватися з урахуванням швидкості прикладення навантаження, виникнення гідродинамічних сил, зміни напружень у скелеті ґрунту внаслідок процесу консолідації і анізотропії міцнісних властивостей водонасичених порід і мулів.

При розрахунках основ, складених елювіальними ґрунтами, необхідно враховувати високу неоднорідність цих ґрунтів за міцнісними і деформаційними властивостями та їх здатність знижувати міцнісні властивості при розкритті котлованів.

Якщо основа складена засоленими ґрунтами, то за умови тривалого замочування і фільтрації через ґрунт води можлива суфозійна осадка. Її величина залежить від властивостей ґрунту, тривалості фільтраційного замочування і діючого тиску, що необхідно враховувати при розрахунках деформування основи. Суфозійна осадка визначається підсумовуванням осідань окремих шарів основи, які знаходяться за значеннями відносних величин суфозійної осадки.

При будівництві на насипних ґрунтах розрахунок деформацій основи необхідно виконувати з урахуванням можливості самоущільнення від власної ваги насипного ґрунту, особливо у випадку дії вібраційного навантаження від

споруди або транспорту. Крім того, слід мати на увазі, що насипні ґрунти мають велику і нерівномірну стисливість.

Розрахунок стійкості фундаментів при дії сил морозного пучення ґрунтів основи виконується, якщо ґрунти, що дотичні з бічною поверхнею фундаментів або розташовані під їх підошвою, є пучинистими, і можливе їх промерзання.

Види і методика розрахунків основ залежать не лише від будови, властивостей і стану порід, що їх складають, а також від розташування району будівництва. Так, у сейсмічних районах із сейсмічністю 7, 8 і 9 балів розрахунки основ будівель і споруд повинні виконуватися з урахуванням вимог ДБН [6]. Розрахунки основ за несучою здатністю виконуються, як правило, тільки від дії вертикальної складової навантаження, що передається фундаментом, виходячи з умови:

$$N_{верт} \leq \frac{m_c}{K_н} \Phi, \qquad (10.1.1)$$

де $N_{верт}$ – вертикальна складова навантаження, Φ – несуча здатність основи, $K_н$ = 1,5 – коефіцієнт надійності, m_c – сейсмічний коефіцієнт, який приймається для скельних, крупноуламкових і піщаних ґрунтів 1,2, насичених водою і глинистих ґрунтів – 0,7, для решти ґрунтів – 1,0. Горизонтальна складова навантаження враховується при перевірці стійкості будівель на перекидання і зсув по підошві фундаменту.

При будівництві на територіях гірничодобувних робіт розрахунок основ будівель і споруд необхідно виконувати з урахуванням можливості нерівномірного осідання земної поверхні, що супроводжується горизонтальними деформаціями ґрунту, який зсувається, і відбувається в результаті гірничих робіт, а також переміщення ґрунту у вироблений простір.

Такі розрахунки необхідно виконувати у відповідності з рекомендаціями, що наведені у відповідних положеннях ДБН [8].

Контрольні запитання

1. Яких навантажень зазнають основи споруд?

2. Види деформацій основ.

3. Якими показниками характеризується деформація основи споруди?

4. Які схеми використовуються для розрахунку осадки основи споруди?

5. Які фактори впливають на характер розподілу напружень у породах під фундаментом?

6. Який вплив на характер розподілу напружень у породах основи чинять ґрунтові води?

7. Виходячи з яких умов і з якою метою визначається глибина активної зони?

8. Як враховується вплив на осідання споруди сусідніх фундаментів?

9. Суть методу пошарового підсумовування.

10. Як визначається несуча здатність основи в залежності від складу і будови порід, що її складають?

11. Що таке початкове і граничне критичне навантаження?

12. Особливі випадки розрахунку несучої здатності і деформацій основ.

Приклади завдань для лабораторних робіт: :

I. Визначення напруженого стану ґрунтової основи до і після спорудження будівель на стовпчастих і стрічкових фундаментах.

II. Визначення оптимального типу фундаменту та максимально допустимого навантаження на ґрунтову основу.

III. МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ СХИЛІВ

Розрахунки стійкості схилів і укосів виконуються при розв'язанні наступних практичних задач:

- при оцінці стійкості обвально- і зсувонебезпечних схилів;
- для визначення зсувного тиску у зв'язку з проектуванням підпірних споруд;
- при проектуванні укосів гребель, дамб, насипу і бортів кар'єрів та котлованів;
- з метою прогнозу зміни стійкості схилів і зсувного тиску при різних видах зовнішніх природних і штучних впливів.

Для розрахунку стійкості схилів і укосів розроблена велика кількість методів, які можна розділити на дві групи: методи, які ґрунтуються на аналізі напруженого стану масиву гірських порід у межах всього схилу; лише вздовж відомої або передбачуваної поверхні ковзання.

До першої групи відносяться, по-перше, методи, що ґрунтуються на побудові профілю схилу або укосу граничної рівноваги, по-друге, методи, що використовують порівняння напруженого стану масиву гірських порід, які складають схил або укіс, з їх міцнісними характеристиками.

До другої групи відносяться методи розрахунку стійкості зсувних тіл, коли їх поверхня ковзання може бути апроксимована, по-перше, системою плоских поверхонь ковзання, по-друге, кругло-циліндричною поверхнею ковзання.

Розрахунки з допомогою методів другої групи можуть бути виконані як для зсувів, якщо поверхня їх ковзання відома або її положення визначається геологічною будовою схилу, так і для схилів і укосів, коли поверхня, по якій відбувається порушення їх стійкості, невідома (перевірочні розрахунки).

11. ПОНЯТТЯ ПРО КОЕФІЦІЄНТ СТІЙКОСТІ

Оцінка стійкості схилів і укосів виконується шляхом розрахунку коефіцієнта стійкості або запасу, а також за допомогою дефіциту стійкості. На величину коефіцієнта або дефіциту стійкості впливають: 1) неточність визначення вихідних параметрів, 2) неповна відповідність прийнятої розрахункової схеми природному об'єкту; 3) похибка методу розрахунку.

Тому величина коефіцієнта або дефіциту стійкості завжди є наближеною.

Втрата стійкості зсуву відбувається або в результаті зростання діючих на зсувне тіло зсувних зусиль, або за зменшення міцності вздовж поверхні ковзання. Тому можливі, принаймні, два підходи до визначення коефіцієнта запасу. Якщо порушення стійкості зсувного тіла буде відбуватись за зростання зсувних зусиль до значень рівних по величині утримуючим силам або, що те саме, до критичних або гранично допустимих значень, то коефіцієнт запасу може бути визначений як відношення:

$$K_{стійк} = \frac{\tau_{утрим}}{\tau_{зсув}} = \frac{\tau_{крит}}{\tau_{діюч}}, \qquad (11.1)$$

де $\tau_{діюч}$ і $\tau_{крит}$ – відповідно діюче і критичне значення зсувного зусилля. Аналогічно коефіцієнт запасу може бути визначений як відношення моментів цих сил:

$$K_{стійк} = \frac{M_{утрим}}{M_{зсув}} = \frac{M_{крит}}{M_{діюч}}. \qquad (11.2)$$

Якщо прийняти, що порушення стійкості зсувного тіла буде відбуватись у результаті зниження міцності порід вздовж поверхні ковзання, то в цьому випадку коефіцієнт стійкості може бути визначений як відношення діючих вздовж поверхні ковзання міцнісних характеристик до тих показників міцнісних властивостей, за яких зсувне тіло прийде в стан граничної рівноваги, тобто до критичних значень міцнісних характеристик:

$$K_{стійк} = \frac{\varphi_{діюч}}{\varphi_{крит}} = \frac{c_{діюч}}{c_{крит}}. \qquad (11.3)$$

Визначення коефіцієнта запасу може здійснюватися як аналітичними способами, так і з допомогою графічних побудов. У більшості випадків розрахунок стійкості схилів та укосів і визначення коефіцієнта стійкості виконується для плоских перетинів, побудованих за лініями, що співпадають із найбільш ймовірним напрямком зміщення зсувного тіла. Крім наведених варіантів визначення коефіцієнтів запасу, можливі інші способи, наприклад, як відношення середнього кута профілю укосу, який знаходиться в стані граничної рівноваги, до середнього кута профілю оцінюваного схилу.

12. МЕТОДИ, ЩО ҐРУНТУЮТЬСЯ НА ПОБУДОВІ ПРОФІЛЮ СХИЛУ ГРАНИЧНОЇ РІВНОВАГИ

Метод В.В. Соколовського

Цей метод припускає побудову укосу граничної рівноваги в тому випадку, коли він формується в середовищі, яке має внутрішнє тертя і зчеплення.

Основними рівняннями, що визначають плоский деформований стан будь-якого середовища, яке знаходиться в стані граничної рівноваги, в системі прямокутних координат *xOy* є диференціальні рівняння рівноваги в поєднанні з умовою граничної рівноваги:

$$\begin{aligned} &\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0, \\ &\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho g \end{aligned} \qquad (12.1.1)$$

і

$$\frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2 = \frac{\sin^2 \varphi}{4}(\sigma_x + \sigma_y + 2c \cdot ctg\varphi)^2, \qquad (12.1.2)$$

де ρ – щільність, φ – кут внутрішнього тертя, c – питоме зчеплення порід, що складають укіс.

Система трьох рівнянь (12.1.1) і (12.1.2) містить три невідомі компоненти напружень σ_x, σ_y і τ_{xy}, і тому задача про знаходження цих

компонент при статичних контурних даних (граничних умовах) є статично визначуваною.

В.В. Соколовським був запропонований [33] метод наближеного розв'язання системи рівнянь (12.1.1) і (12.1.2), який дозволяє визначати форму вільного від тиску криволінійного контуру, за якого укіс знаходиться в граничній рівновазі. На рис. 12.1 наведений профіль укосу граничної рівноваги, який має горизонтальну поверхню, вертикальний уступ висотою h і криволінійний контур $0B$, нахилений до горизонту під кутом β, а в точці 0 має вертикальну дотичну або нахилений до горизонту під кутом $\beta_0 = \pi/2$. У цьому укосі можна виділити дві області: неграничну, яка займає шар над додатною піввіссю $0x$ потужністю h, і граничну, розташовану нижче піввісі $0x$. Гранична область ділиться на зону $A_0 0A$, де діють умови неможливості розширення порід у горизонтальному напрямку, і зону $A0B$, де напруження розподілені складним чином.

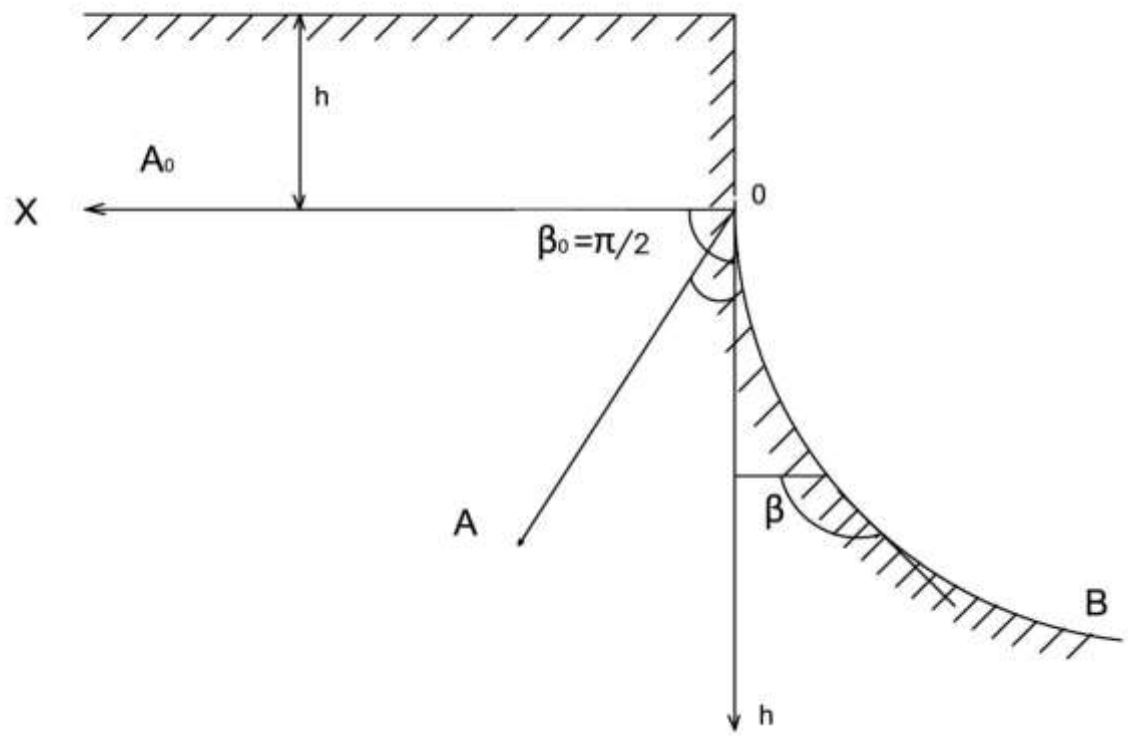

Рис. 12.1. Криволінійний профіль укосу граничної рівноваги

Поле напружень у неграничній частині укосу поблизу вертикального уступу може бути визначене наступним чином:

$$\sigma_y = \rho g(h+y), \quad \sigma_x = 0, \tau_{xy} = 0. \qquad (12.1.3)$$

Нормальне напруження на вертикальних площадках дорівнює нулю (σ_x = 0), тому що наявність вертикального уступу дає можливість породам, розташованим у цій області, вільно деформуватися в горизонтальному напрямку. Дотичні напруження дорівнюють нулю ($\tau_{xy} = \tau_{yx} = 0$) в силу закону парності дотичних напружень і їх відсутності на горизонтальній поверхні укосу. Отже, σ_x і σ_y є головними напруженнями. Однак такий розподіл напружень у цій область може спостерігатися лише до деякої граничної глибини, яка залежить від міцності порід, що складають вертикальний уступ. У граничному стані співвідношення між головними напруженнями може бути визначене за колом Мора:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \cdot ctg\varphi} = \sin\varphi, \qquad (12.1.4)$$

або у випадку, коли $\sigma_1 = \sigma_y$, $\sigma_2 = \sigma_x = 0$:

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_y + 2c \cdot ctg\varphi} = \sin\varphi.$$

Звідси $\sigma_y = \dfrac{2c \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi}$.

Оскільки граничний напружений стан має місце вже на додатній піввісі $0x$, то з умови суцільності компоненти σ_y можна встановити максимальну висоту вертикального уступу, яка називається критичною висотою, або потужністю шару, що займає неграничну область:

$$\sigma_y = \rho g(h+y) = \frac{2c \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi},$$

а при $y = 0$:

$$h = \frac{2c}{\rho g} \cdot \frac{\cos\varphi}{1 - \sin\varphi}. \qquad (12.1.5)$$

Таким чином, у неграничній області компоненти напружень мають вигляд:

$$\sigma_y = \frac{2c \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} + \rho g y,\ \sigma_x = 0,\ \tau_{xy} = 0. \qquad (12.1.6)$$

У зоні $A_0 0A$ граничної області компоненти напружень будуть:

$$\sigma_y = \frac{2c \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi} + \rho g y,\quad \sigma_x = \rho g y \cdot \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi},\ \tau_{xy} = 0 \qquad (12.1.7)$$

Величина нормального напруження σ_x, що діє на вертикальних площадках, встановлюється з умови неможливості розширення порід, які складають схил, у горизонтальному напрямку з (12.1.4), приймаючи $\sigma_1 = \sigma_y$, $\sigma_2 = \sigma_x$, тому що $\tau_{xy} = 0$.

Напруження в перехідній зоні ($A0B$) розподілені складно і змінюються від напружень у зоні $A_0 0A$, де їх розподіл описується формулами (12.1.7), до нульових значень нормальних і дотичних напружень на криволінійній поверхні укосу $0B$.

На рис. 12.2 наведені форми криволінійних контурів укосів для різних кутів внутрішнього тертя φ від 5 до 40^0 (із кроком 5^0), які отримані в результаті запропонованого В.В. Соколовським числового розв’язання системи рівнянь (12.1.1), (12.1.2). Результати подані в безрозмірних змінних x і y з характерною довжиною $l = \frac{c}{\rho g}$.

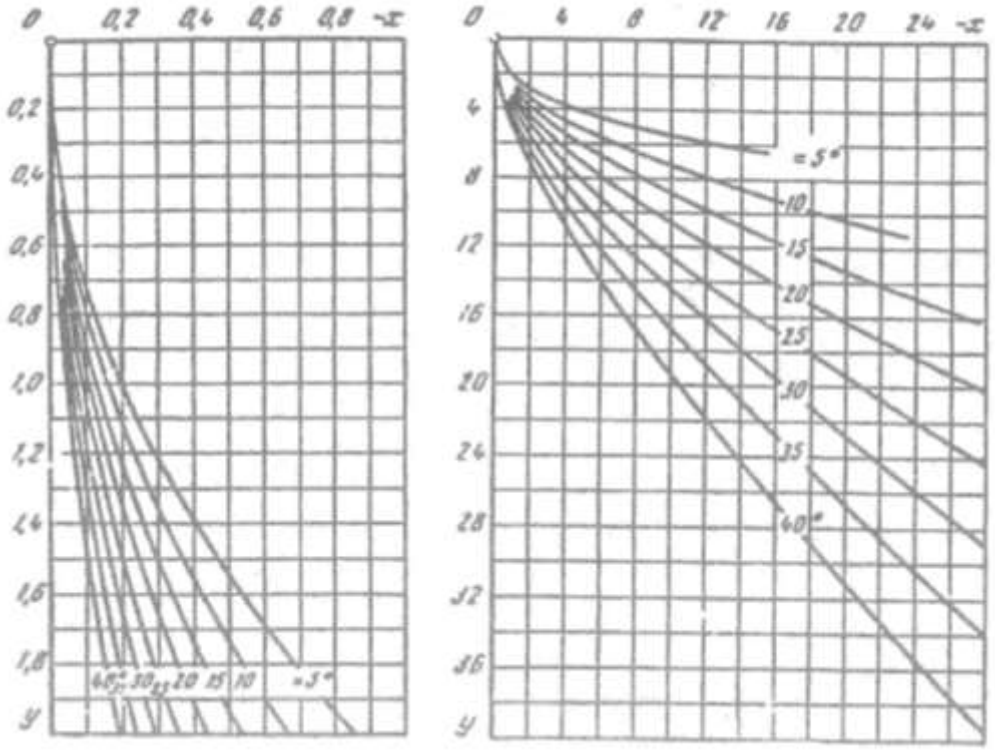

Рис. 12.2. Форма профілів укосів граничної рівноваги (лінія 0*B* на рис. 12.1) у залежності від кута внутрішнього тертя

Метод М.М. Маслова

Метод рівноміцного укосу, або метод F_p [19] є наближеним способом побудови профілю граничної рівноваги (рівноміцного укосу), складеного піщано-глинистими породами. Цей метод може бути застосований для оцінки стійкості схилів, які мають однорідну будову, або складених горизонтально залягаючими породами з різними міцнісними властивостями, а також для проектування укосів із заданим коефіцієнтом стійкості.

Оцінка стійкості природного схилу виконується порівнянням його крутизни з побудованим профілем граничної рівноваги. Якщо профіль граничної рівноваги має більшу крутизну, ніж природний схил, то останній є стійким, а ступінь його стійкості визначається як відношення кута укосу граничної рівноваги до кута природного схилу. При цьому відношення кутів

профілю граничної рівноваги і природного схилу визначається для всіх горизонтів на висоті укосу, і за коефіцієнт стійкості всього оцінюваного схилу приймається мінімальне значення цього відношення.

Якщо профіль рівноміцного укосу збігається з профілем оцінюваного схилу, то природний схил знаходиться в стані граничної рівноваги (тобто має коефіцієнт стійкості близький до одиниці).

Природний схил із крутизною, що перевищує ухил профілю граничної рівноваги хоча б в одній точці, є нестійким.

Розглянемо випадок, коли схил утворений в ідеально сипких породах ($c = 0$) і має крутизну α. Відомо, що профіль схилу граничної рівноваги, складений пісками, буде мати крутизну, яка дорівнює куту внутрішнього тертя φ. Тоді, якщо $\alpha > \varphi$, схил нестійкий, а при $\alpha = \varphi$ досягається стан граничної рівноваги. Якщо $\alpha < \varphi$, схил є стійким із деяким запасом, який може бути виражений з допомогою коефіцієнта стійкості:

$$k_{стійк} = \frac{tg\varphi}{tg\alpha}. \qquad (12.1.8)$$

Використовуючи вираз (12.1.8) для незв'язного ґрунту, можна побудувати стійкий укіс із заздалегідь заданим коефіцієнтом запасу, що й здійснюється при проектуванні насипних споруд: гребель, дамб тощо.

У випадку, коли схил сформований у зв'язних, наприклад, глинистих породах ($c \neq 0$), оцінка його стійкості може бути виконана наступним чином. Розглянемо умову стійкості деякого об'єму ґрунту вагою Q, який лежить на укосі крутизною α (рис. 12.3,*а*). Нормальна складова ваги $P = Q \cdot cos\ \alpha$, а зсувна $T = Q \cdot sin\ \alpha$. Опір зсуву τ цього об'єму ґрунту у відповідності із законом Кулона буде складатися з сили тертя $F_{тер} = P\ \mathrm{tg}\varphi$ і сили зчеплення C:

$$\tau = F_{тер} + C = P \cdot tg\varphi + C. \qquad (12.1.9)$$

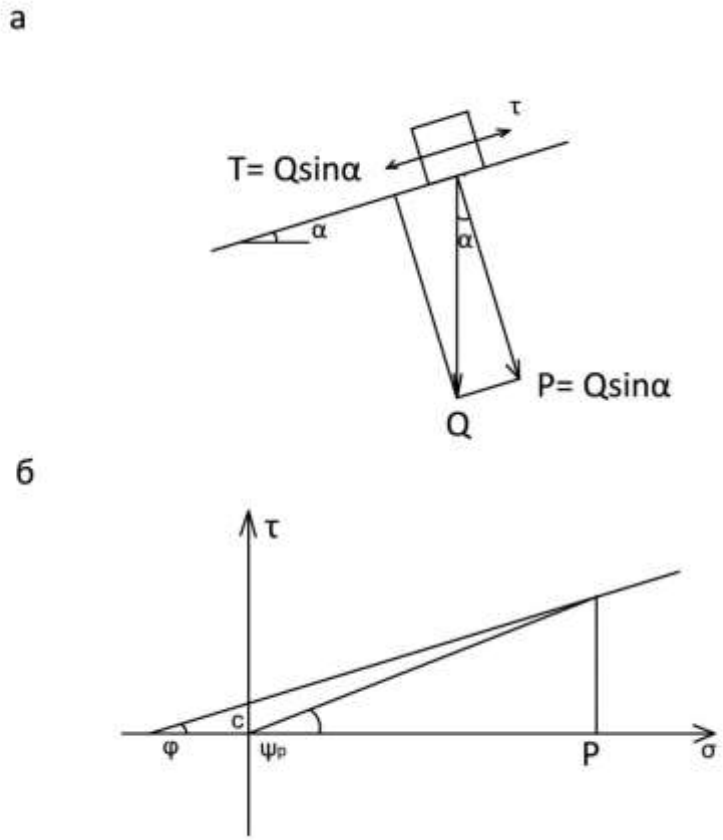

Рис. 12.3. Схема для розрахунку граничної рівноваги за методом М.М. Маслова: *а* – умова рівноваги елементарного об’єму на схилі; *б* – схема для визначення кута стійкого укосу

Якщо вираз (12.1.9) розділити на *P*, то отримаємо:

$$\frac{\tau}{P} = tg\varphi + \frac{C}{P} = tg\psi_p = F_p$$

і опір зсуву буде дорівнювати:

$$\tau = Ptg\psi_p, \qquad (12.1.10)$$

де ψ_p – кут опору зсуву, а F_p = tgψ_p представляє собою коефіцієнт опору зсуву [2]. За рівноваги опір зсуву τ повинен дорівнювати зсувній силі *T*: $\tau = T$ або P tg$\psi_p = T$, звідси

$$Q \cdot \cos\alpha \cdot tg\psi_p = Q \cdot \sin\alpha,$$

$$tg\psi_p = \frac{\sin\alpha}{\cos\alpha} = tg\alpha, \qquad (12.1.11)$$

$$\psi_p = \alpha.$$

Таким чином, для певної точки укосу кут стійкого укосу α для зв'язного ґрунту дорівнює куту опору зсуву породи ψ_p. Якщо схил стійкий, то коефіцієнт запасу до деякої його точки визначається з рівняння:

$$k_{cm} = \frac{tg\psi_p}{tg\alpha}. \qquad (12.1.12)$$

Кут опору зсуву ψ_p є величиною змінною і залежить від нормального навантаження P. Якщо навантаження P зростає, то кут ψ_p прагне до кута внутрішнього тертя φ (рис. 12.3, б), за зменшення навантаження P кут ψ_p збільшується, і при $P = 0$ кут $\psi_p = 90^0$.

Оскільки кут стійкого укосу дорівнює куту опору зсуву, то його величина так само буде залежати від навантаження P. Отже, для визначення кута стійкого укосу необхідно знати, як зміниться величина P по всьому укосу. Основним припущенням, на якому ґрунтується визначення величини P і побудова профілю стійкого укосу, є гіпотеза про гідростатичний розподіл напружень в укосах, складених глинистими породами. Отже, величина напруження в будь-якій точці укосу, складеного ізотропними глинистими породами, не залежить від орієнтації площадки, а визначається лише її глибиною: $P = \gamma z$, або, якщо укіс складається з різних за щільністю шарів глинистих порід, що залягають горизонтально:

$$P = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i, \qquad (12.1.13)$$

де n – кількість шарів, розташованих вище точки, що розглядається; $\gamma_i = \rho_i g$ – об'ємна вага порід i-того шару, h_i – його потужність (рис. 12.4).

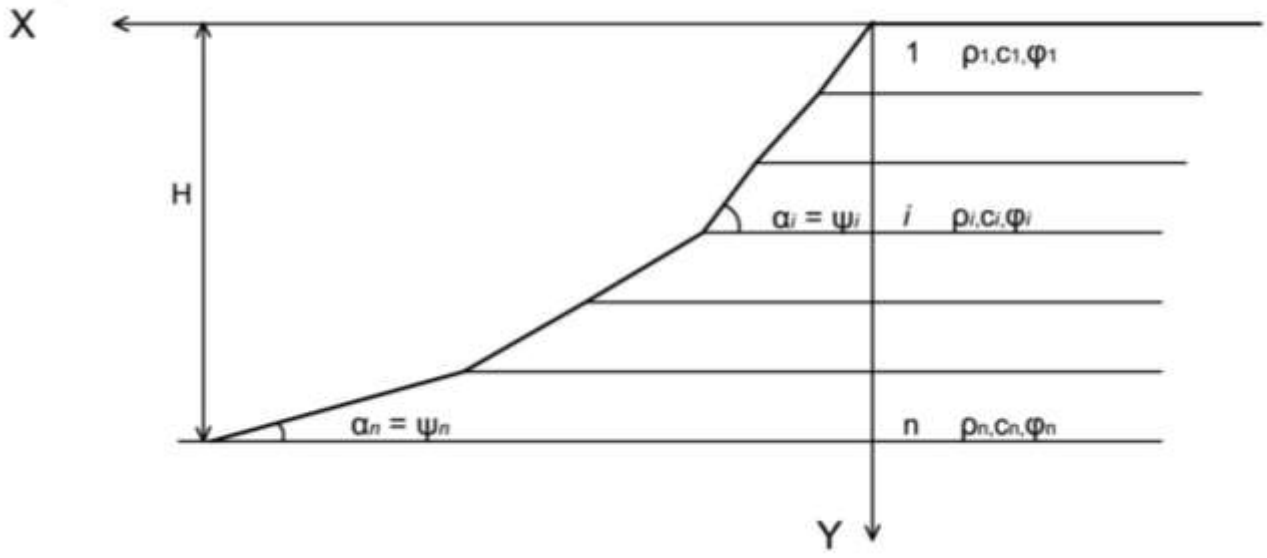

Рис. 12.4.Криволінійний профіль укосу граничної рівноваги

Звідси випливає, що профіль стійкого укосу буде мати ввігнуту форму: у верхній частині схил буде дуже крутим, близьким до вертикального, нижче він виполохується, і при дуже високому схилі його кут α в нижній частині наближається до кута внутрішнього тертя порід φ.

Для побудови профілю стійкого укосу необхідно мати інженерно-геологічний розріз природного схилу, стійкість якого слід визначити, або профіль проектованого укосу, і мати дані про щільність (ρ) і міцнісні властивості, що характеризують опір порід зсуву (c та φ) для кожного шару, якими складений схил.

Побудова профілю стійкого укосу може бути виконана як аналітичним способом, так і графічним. При побудові профілю з допомогою аналітичного методу необхідно визначити абсцису x точки на поверхні укосу, що відповідає глибині z: $x = f(z)$. Похідна $f'(z) = \text{tg}\,\beta$, де β – кут нахилу дотичної, що проведена до лінії поверхні укосу, до осі z і $\beta = \pi/2 - \psi$ (рис. 12.4). Отже, $f'(z) = \text{ctg}\,\psi$, а тому що $tg\psi = tg\varphi + \frac{c}{\sigma}, \sigma = \gamma z,$ то $f'(z) = \frac{1}{tg\psi} = \frac{\gamma z}{tg\varphi \cdot \gamma z + c}$.

Проінтегрувавши цей вираз і визначивши сталу інтегрування з умови, що при $z = 0$ і $x = 0$, отримаємо формулу:

$$x = \frac{1}{\gamma tg^2\varphi}[tg\varphi \cdot \gamma z + c \cdot \ln c - c \cdot \ln(tg\varphi \cdot \gamma z + c)], \qquad (12.1.14)$$

за якою легко побудувати криву, що відповідає профілю граничної рівноваги у випадку, якщо укіс складений однорідними породами.

Аналітичний спосіб побудови профілю граничної рівноваги є більш точним порівняно з графічним способом, але застосовується тоді, коли схил має однорідну будову. Якщо схил складений різними за механічними властивостями породами, то аналітичний спосіб стає невиправдано громіздким, і в такому випадку побудову профілю граничної рівноваги краще здійснювати графічно.

Побудова профілю стійкого укосу графічним способом виконується в наступній послідовності.

1. Природний схил або проектований укіс ділиться на n горизонтальних шарів, бажано однакової потужності (див. рис. 12.4). Якщо природний схил складений породами, які залягають горизонтально, то поділ схилу на шари виконується таким чином, щоб межі розділу співпали з геологічними межами. За зменшення потужності шарів точність побудови профілю граничної рівноваги підвищується.

2. Обчислюється середнє напруження в шарі:

$$\sigma_i = \sum_{j=1}^{i-1} \gamma_j \cdot h_j + \gamma_i \frac{h_i}{2},$$

потім визначається ψ_i за графіком опору зсуву (рис. 12.3,б) або розраховується за формулою $\psi_i = arctg\left(tg\varphi_i + \frac{c_i}{\sigma_i}\right)$.

3. Для кожного шару, починаючи знизу, будується рівноважний укіс крутизною $\alpha_i = \psi_i$ або укіс із заздалегідь заданим коефіцієнтом запасу k: tg α_i = tg ψ_i /k. Для цього, починаючи з нижньої точки укосу $z = H$, де H –

загальна висота укосу, проводиться лінія під кутом $\alpha_n = \psi_n$ у межах всього самого нижнього шару n до перетину з межею вище розташованого шару $n - 1$. Далі в межах шару $n - 1$ від отриманої точки перетину проводиться лінія під кутом $\alpha_{n\text{-}1} = \psi_{n\text{-}1}$ до перетину з межею наступного вище розташованого шару $n - 2$ і так до виходу укосу на поверхню.

Таким чином, цим методом можна вирішити дві основні задачі: знайти коефіцієнт стійкості природного схилу шляхом зіставлення його кутів із встановленими кутами укосу граничної рівноваги або спроектувати стійкий укіс із будь-яким заданим коефіцієнтом запасу.

За коефіцієнтом стійкості природного схилу приймається мінімальне значення із відношень кутів оцінюваного (α_i^*) і граничного (α_i) схилів, що визначаються для всіх шарів.

$$K_{cm} = K_{i_{\min}} = \frac{tg\alpha_i^*}{tg\alpha_i}.$$

Метод рівноміцного укосу має недолік, тому що крутизна схилу граничної рівноваги, побудованого за цим методом, залежить від кількості прошарків, на які розбивається схил. Чим більше шарів, тим крутіша лінія побудованого укосу. Цей недолік був усунений в методі, який запропонувала М.Н. Троїцька [12,36].

12.1 Методи розрахунку стійкості схилів за відомою поверхнею ковзання

До другої групи відносяться методи розрахунку стійкості зсувних тіл, які застосовуються, коли поверхня ковзання зсуву відома або її імовірне положення може бути встановлене за геологічними ознаками. Також ці методи застосовуються у випадку аналізу стійкості однорідних схилів або штучних укосів, коли розглядається серія можливих поверхонь ковзання з метою вибору найбільш небезпечної поверхні.

Існує багато натурних і теоретичних методів визначення поверхні ковзання. По-перше, положення поверхні ковзання може бути встановлене в

результаті візуального спостереження за породами при бурінні свердловин і проходки шурфів – по дзеркалах і штрихах ковзання; за підвищеною вологістю і низькою щільністю тощо; за даними динамічного статичного зондування, з допомогою яких можуть бути виявлені області зниженого опору переміщенню зонда; за поведінкою встановлених глибинних реперів; за тривалими спостереженнями за викривленням обсадки свердловин тощо. По-друге, положення поверхні може бути визначене імовірно на підставі аналізу геологічної будови, наприклад, за приуроченістю цієї поверхні до слабких прошарків, границь розділу шарів різного складу, властивостей і походження, зонами підвищеної тріщинуватості або окремими тріщинами тощо. По-третє, положення поверхні ковзання може бути встановлене теоретичними методами, наприклад методами Б.М. Ломізе, І.В. Федорова, Г.М. Шахунянця [48] та ін.

Встановлену або передбачувану поверхню ковзання найбільш природним способом апроксимують системою плоских поверхонь, тому що будь-яка поверхня може бути представлена в такому вигляді (чим більше плоских поверхонь, тим точніше). В окремих випадках поверхні ковзання можуть бути апроксимовані кривими другого порядку, наприклад, круглоциліндричною, параболічною тощо. Якщо поверхня ковзання невідома, і не можна висловити ніяких припущень про її можливе положення в схилі, то поверхня ковзання припускається круглоциліндричною. Останнє є типовим при оцінці стійкості штучних укосів або схилів однорідної будови.

Основні положення методу фрагментів

Основними припущеннями, які використовуються при розрахунках стійкості схилів, коли зсування відбувається по певній поверхні ковзання, є наступні.

1. Як правило, всі розрахунки стійкості схилів виконуються для плоского перерізу зсувного тіла одиничної ширини, тобто розв’язується плоска задача. Вибір перерізу для розрахунку представляє собою важливий

етап оцінки стійкості зсувного тіла. Звичайно вибирається переріз, що збігається з найбільш ймовірним напрямком зміщення зсуву, яке може визначатися максимальними значеннями кутів нахилу поверхні ковзання. Можливо для одного й того ж зсувного тіла виконувати розрахунок його стійкості за декількома перетинами. Оскільки зсувне тіло має обмежену ширину, то опір його зміщенню буде також випливати й на бічні поверхні. У розрахунках стійкості цей опір, як правило, не враховується, а йде в запас стійкості зсуву.

2. Практично всі розрахункові методи оцінки ступеня стійкості схилів ґрунтуються на застосуванні теорії граничної рівноваги і припущення про те, що формування на схилі зсуву відбувається в результаті зсуву по поверхні ковзання у відповідності з теорією міцності Кулона-Мора, тобто в момент граничної рівноваги вздовж поверхні зміщення діє залежність: $\tau = \sigma \cdot tg\varphi + c.$ У цьому виразі нормальне напруження σ є величиною, яка змінюється вздовж поверхні ковзання і залежить від ряду факторів, що викликає складнощі при його визначенні. Для встановлення величини і характеру розподілу нормального напруження на поверхні зміщення використовуються різні підходи, що визначає різноманіття методів розрахунку стійкості зсувних тіл.

3. Зсувне тіло розбивається на частини (блоки, фрагменти тощо) вертикальними площинами з таким розрахунком, щоб кожний виділений блок спирався на одну плоску поверхню ковзання (рис. 12.5), за допомогою яких апроксимують встановлену або передбачувану поверхню зміщення. При розділенні тіла на блоки необхідно також слідкувати за тим, щоб кожний блок, по можливості, був однорідним за складом і властивостями порід, що його складають. Кожна частина зсувного тіла представляється абсолютно твердим тілом і, отже, може розглядатися як матеріальна точка. За зміщення зсуву його частини взаємодіють між собою (діють одна на одну), а відносно характеру цієї взаємодії можуть бути висловлені різні припущення, що також зумовлює різницю існуючих методів розрахунку стійкості зсувів.

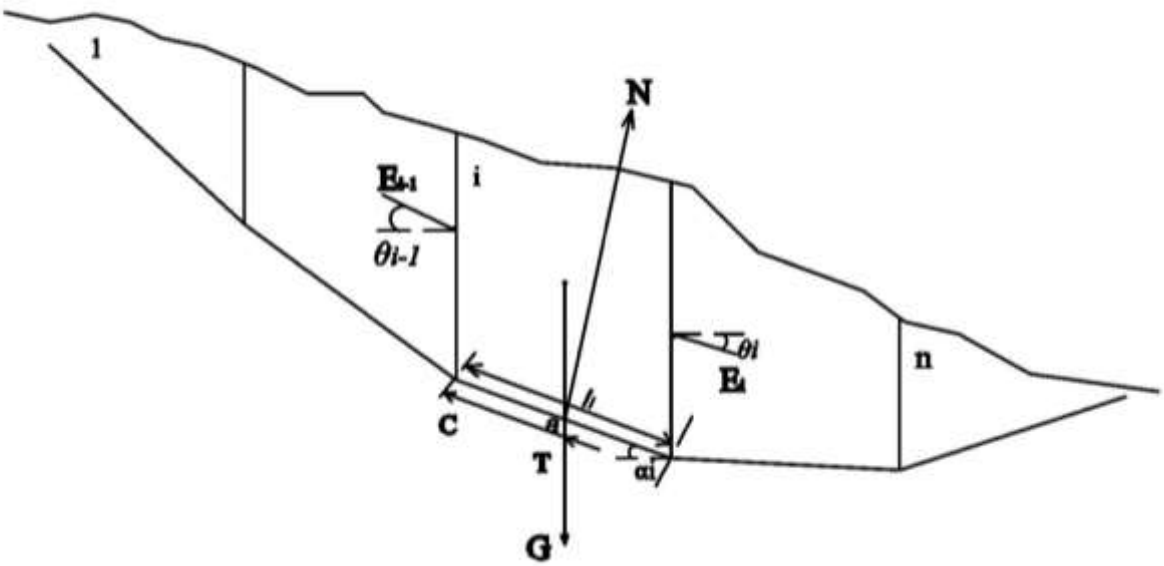

Рис. 12.5. Розбиття зсувного тіла на блоки і сили, що діють на кожний блок

Кожний з блоків, на які розбивається зсувне тіло, зазнає дії шести зовнішніх сил.

1. На кожний блок діє власна вага G, величина якої визначається виходячи із щільності гірських порід, що складають блок, і його об'єму (в плоскому випадку – площі):

$$G = \rho g S \cdot (1м),$$

де ρ – середня щільність порід, що складають блок; S – площа блоку; g - прискорення вільного падіння.

Ця сила прикладена до центру мас зсувного тіла і направлена вертикально вниз. Якщо на зсуві розташовуються інженерні споруди, то вага блоків визначається з урахуванням величини і напрямку дії сил, які ці споруди чинять на зсувне тіло.

2. Виникає реакція опори N, направлена перпендикулярно плоскій поверхні, на яку спирається зсувний блок, але величина реакції невідома.

3. Вздовж плоскої поверхні ковзання діє сила тертя T, що направлена в бік протилежний зміщенню зсуву, і дорівнює: $T = N \cdot tg\varphi$, де N – нормальна реакція опори, tgφ – коефіцієнт тертя. Величина сили тертя невідома, оскільки невідомою є нормальна реакція опори.

4. Вздовж плоскої поверхні ковзання виникає сила зчеплення C, спрямована так само, як і сила тертя, в бік, протилежний зміщенню зсуву, і дорівнює: $C = c \cdot l$, де c – питоме зчеплення; l - довжина плоскої поверхні ковзання.

У багатьох методах зручніше користуватись геометричними сумами нормальної реакції опори N і силами, що діють вздовж поверхні ковзання T і C. Тоді R_{NT} представляє собою реакцію опори, яка враховує нормальну реакцію опори і силу тертя, R_{NTC} – це реакція опори, що являє собою рівнодіючу нормальній реакції опори і сил тертя і зчеплення. У стані граничної рівноваги рівнодіюча R_{NT} відхиляється від нормалі до поверхні ковзання на кут внутрішнього тертя φ, а рівнодіюча R_{NTC} – на кут зсуву ψ (рис. 12.6).

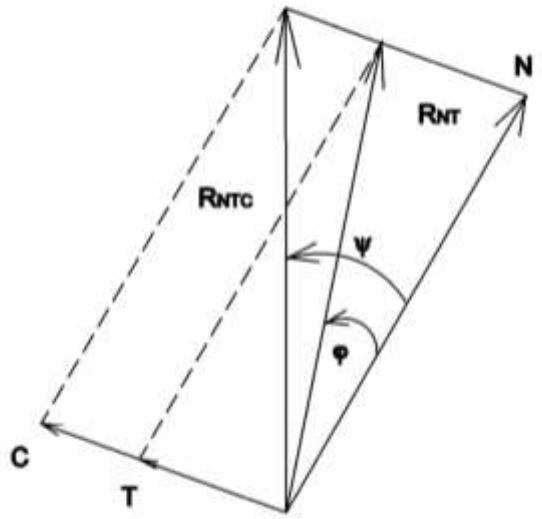

Рис. 12.6. Рівнодіючі нормальної реакції опори (N) і сил тертя (T) і

зчеплення (C)

5. Кожний блок зсувного тіла може зазнавати тиску з боку вище розташованого блоку $E_{i\text{-}1}$ і зустрічає опір нижче розташованого блоку E_i. Звичайно ці дві сили взаємодії блоку із двома сусідніми представляються у вигляді геометричної суми $\Delta\overline{E}_i = \overline{E}_{i-1} + \overline{E}_i$. Їх величини і напрямок дії невідомі.

Перші чотири сили: власна вага, нормальна реакція опори, зчеплення і тертя – перетинаються в одній точці. Відносно напрямку дії і точок прикладання сил взаємодії блоків висловлюються різні міркування.

Якщо припустити, що в момент початку зміщення сили тертя і зчеплення діють лише вздовж поверхні ковзання і повністю відсутні вздовж вертикальних поверхонь, які ділять зсувне тіло на частини, то сили взаємодії між сусідніми блоками будуть направлені строго горизонтально. Всі способи розрахунку стійкості зсувних тіл, які використовують це припущення, можуть бути об'єднані у групу методів *горизонтальних* сил (рис. 12.7, *а*, $\theta = 0$).

Якщо вздовж вертикальних поверхонь у момент початку зміщення тертя і зчеплення присутні, то сили взаємодії між сусідніми блоками будуть спрямовані похило, і способи, що враховують дію сил тертя і зчеплення, об'єднаються у групу методів *похилих* сил. Виникає питання, під яким кутом направлені сили, з якими один блок діє на інший. У тому випадку, коли вздовж вертикальних площин діють тільки сили тертя, сили взаємодії між сусідніми блоками будуть нахилені до горизонту під кутом внутрішнього тертя (рис. 12.7, *б*, $\theta = \varphi$).

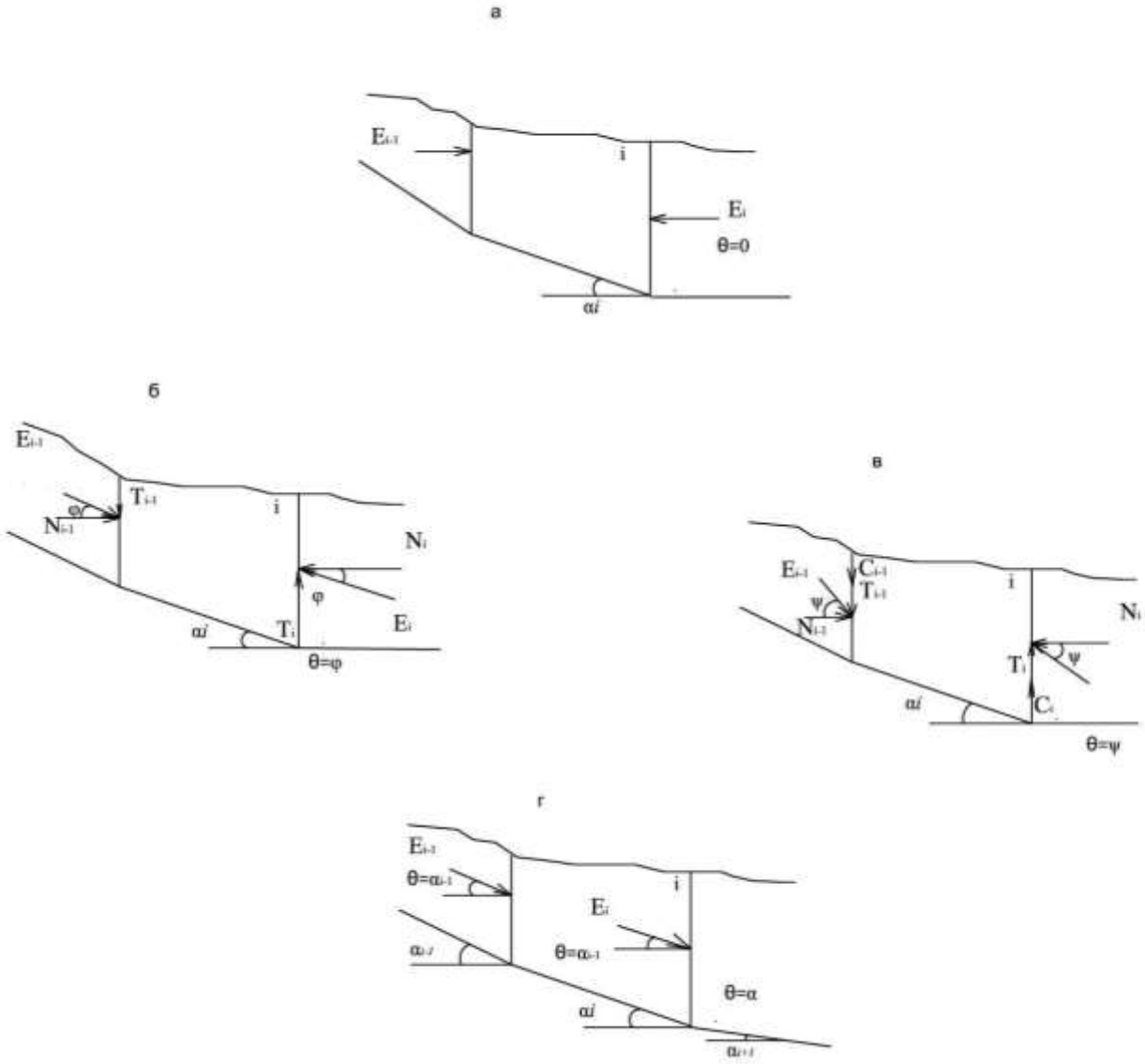

Рис. 12.7. Напрямки сил взаємодії сусідніх блоків. Сили направлені:

а – горизонтально, *б* – під кутом *φ*, *в* – під кутом *ψ*, *г* – паралельно поверхні ковзання

Якщо вздовж вертикальних площин будуть діяти не лише сили тертя, але й зчеплення, то сили взаємодії між сусідніми блоками будуть нахилені до горизонту під кутом зсуву (рис. 12.7, *в*, $\theta = \psi$). Однак можна висловити припущення, що кути нахилу до горизонту сил взаємодії між сусідніми блоками не обов’язково мають відповідати кутам внутрішнього тертя або зсуву, а можуть бути й іншими. Наприклад, кут нахилу сили, з якою один

блок діє на інший, може бути прийнятим рівним $\theta = \psi/2$ або будь-якій іншій величині.

Нарешті, існує й інший підхід до встановлення кута нахилу сил взаємодії між сусідніми блоками. Наприклад, кут нахилу сили, з якою вище розташований блок діє на нижче розташований, може відповідати куту нахилу площини зміщення, на яку спирається верхній блок, тобто кут нахилу сил взаємодії сусідніх блоків змінюється у відповідності зі зміною кутів нахилу плоских поверхонь ковзання (рис. 12.7, *г*, $\theta = \alpha$).

У момент граничної рівноваги повинна виконуватися основна умова статики, якою стверджується, що тіло знаходиться в рівновазі в тому і тільки в тому випадку, якщо сума проекцій всіх діючих на нього сил на будь-яку вісь і сума моментів цих самих сил відносно центру обертання дорівнюють нулю. Для двовимірного випадку і довільно вибраної системи координат $x0y$ повинна бути виконана:

$$\Sigma X = 0; \ \Sigma Y = 0; \ \ \Sigma M_0 = 0. \ (12.2.1)$$

Однак слід відмітити, що практично в жодному з існуючих методів розрахунку стійкості задовольнити одночасно всім трьом умовам не вдається, а при виведенні рівнянь граничної рівноваги частіше використовується тільки одна з умов (12.2.1). У більшості існуючих методів для виведення рівняння граничної рівноваги проектування діючих на зсувне тіло сил здійснюється на горизонтальну вісь, або на вісь, що співпадає з одною із нахилених поверхонь ковзання, або використовується умова рівності нулю моментів цих сил відносно вибраного центру обертання. У деяких методах використовується умова рівності нулю внутрішніх сил, діючих у зсувному тілі, яке знаходиться в умовах граничної рівноваги.

Методи плоских поверхонь ковзання

Методи цієї групи застосовуються в тому випадку, коли поверхня зсування має складну конфігурацію і може бути представлена системою плоских поверхонь ковзання. До цієї групи відноситься велика кількість

методів, серед яких широкого поширення отримали методи, запропоновані Р.Р. Чугаєвим [47] і Г.М. Шахунянцем [48].

Метод Р.Р. Чугаєва Цей метод застосовується в тому випадку, коли зсувне тіло спирається на поверхню ковзання, яка складається з окремих плоских ділянок. Зсувне тіло розбивається вертикальними площинами на частини таким чином, щоб кожна спиралась на прямолінійну поверхню. Розрахунку підлягає так звана гранична схема даного зсувного тіла, коли вздовж поверхні ковзання діють критичні значення нормального ($\sigma_к$) і дотичного ($\tau_к$) напружень, тобто величини, які проявляються в момент граничної рівноваги, а властивості ґрунту характеризуються критичними значеннями кута внутрішнього тертя ($\varphi_к$) і зчепленням ($c_к$), тобто такими величинами, яких треба надати ґрунту, щоб зсувне тіло, яке розглядається, набуло стану граничної рівноваги. Тоді в результаті розрахунку у відповідності з умовою $\tau_к = \sigma_к \cdot tg\varphi_к + c_к$ можна скласти для зсувного тіла рівняння граничної рівноваги у вигляді:

$$c_к = f(tg\varphi_к) \quad \text{або} \quad c_к = f(\varphi_к). \qquad (12.2.2)$$

Графічно це рівняння виражається кривою *AB* (рис. 12.8), яка називається кривою зв'язку. Кожна точка лінії *AB* відповідає парі критичних значень кута внутрішнього тертя і зчеплення $\varphi_к$, $c_к$, за яких зсувне тіло, що розглядається, знаходиться в стані граничної рівноваги. Для того щоб побудувати лінію *AB* з рівняння (12.2.2), спочатку визначають значення зчеплення $c_к$ при $\varphi_к = 0$, а потім значення кута внутрішнього тертя при зчепленні $c_к = 0$. Отримані таким чином точки *A* і *B* з'єднують прямою виходячи з лінійності рівняння (12.2.2).

Щоб оцінити стійкість зсувного тіла, необхідно знати дійсні значення кута внутрішнього тертя ($\varphi_д$) і зчеплення ($c_д$), якими характеризуються порода в зоні ковзання в напрямку зміщення. Якщо точка *m*, яка відповідає дійсним значенням кута внутрішнього тертя і зчеплення, лежить нижче кривої зв'язку *AB*, то зсувне тіло, яке розглядається, є нестійким, тому що порода в зоні ковзання має характеристики опору зсуву меншу ніж критичні

значення. Якщо у відповідності з величинами $\varphi_д$ і $c_д$ точка m займає положення вище кривої зв'язку AB, то зсувне тіло, яке розглядається, знаходиться в стійкому стані. При цьому чим далі точка m відстоїть від кривої AB, тим більший запас стійкості має зсув.

Для визначення коефіцієнта стійкості необхідно через точку m провести лінію $A^{/}B^{/}$, паралельну лінії зв'язку AB. Лінія $A^{/}B^{/}$ виражає зв'язок дійсних значень зчеплення і кута внутрішнього тертя для зсувного тіла, яке розглядається, і має запас стійкості. Шуканий коефіцієнт стійкості $K_{ст}$ повинен в аналітичній формі відображати перенос лінії AB у положення $A^{/}B^{/}$ (див. рис. 12.8) і може бути, виходячи з подібності трикутників AOB і $A^{/}O^{/}B^{/}$, виражений наступним чином:

$$K_{ст} = \frac{tg\varphi_д}{tg\varphi_к} = \frac{c_д}{c_к} = \frac{A'0}{A0}.$$

При виведенні умови граничної рівноваги використовується умова рівності нулю суми проекцій всіх внутрішніх сил, що діють у зсувному тілі, на будь-яку вісь. Внутрішніми силами у випадку, що розглядається, будуть сили взаємодії із сусідніми блоками, на які поділяється зсувне тіло. Якщо геометрична сума сил взаємодії будь-якого блоку з двома сусідніми $\Delta\overline{E}_i = \overline{E}_{i-1} + \overline{E}_i$, то умова граничної рівноваги для всього зсувного тіла буде виражена рівнянням:

$$\Sigma(\Delta\overline{E}_i) = 0, \qquad (12.2.3)$$

з якого можливо отримати зв'язок між зчепленням і кутом внутрішнього тертя у вигляді (12.2.3).

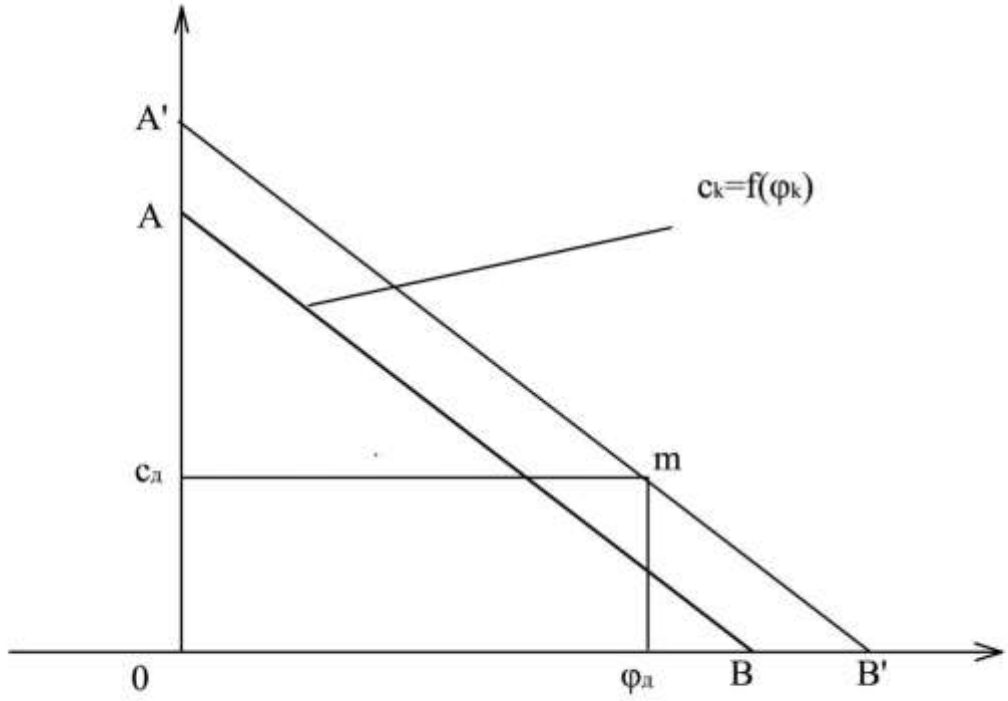

Рис. 12.8. Графік для визначення коефіцієнта стійкості

Напрямок сил, з якими сусідні блоки діють один на одного, може бути різним, у залежності від прийнятої гіпотези їх взаємодії. Розглянемо найбільш простий випадок, коли ці сили направлені горизонтально, що відповідає припущенню відсутності тертя і зчеплення по вертикальних поверхнях, які поділяють зсувне тіло на частини. Для кожного блоку будується многокутник діючих на нього сил, які показані на рис. 12.9, направляючи силу ΔE_i горизонтально. Також необхідно відмітити, що використовуване припущення про те, що сила ΔE_i проходить через точку перетину решти сил, не відповідає дійсності, але може бути умовно прийняте, особливо тоді, коли зсувне тіло має протяжність вздовж поверхні ковзання істотно більшу, ніж потужність.

Послідовність побудови багатокутників сил легко побачити з креслення (див. рис. 12.9). По-перше, через точку *a*, яка лежать на площині ковзання, на яку спирається один блок, проводиться вектор *G*, що відповідає

вазі цього блоку, направлений вертикально вниз і відомий за величиною. По-друге, від нормалі до площини ковзання, яка відповідає напрямку нормальної реакції опори, відкладається відомий кут внутрішнього тертя φ, визначаючи напрямок дії реакції опори R_{NT} з урахуванням сили тертя. По-третє, відома за величиною і напрямком сила зчеплення C переноситься паралельно самій собі вздовж напрямку реакції опори R_{NT} до її перетину з горизонтальною лінією, яка проведена з кінця вектора G, і яка відповідає напрямку сили взаємодії ΔE_i даного блоку з двома сусідніми. У результаті визначаються всі діючі на блок сили: сила тертя T, як продовження сили зчеплення до точки її перетину з лінією дії нормальної реакції опори; нормальна реакція опори N; рівнодіюча нормальній реакції опори і суми сил тертя і зчеплення R_{NTC}; і, нарешті, геометрична сума сил взаємодії даного блоку з двома сусідніми ΔE_i. Сила ΔE_i може бути направлена вздовж схилу, вглиб схилу або дорівнювати 0. У першому випадку блок, що розглядається, є нестійким і потребує підтримки знизу; у другому – блок має запас стійкості і здатен витримати вище розташовані блоки; у третьому – блок знаходиться в стані рівноваги.

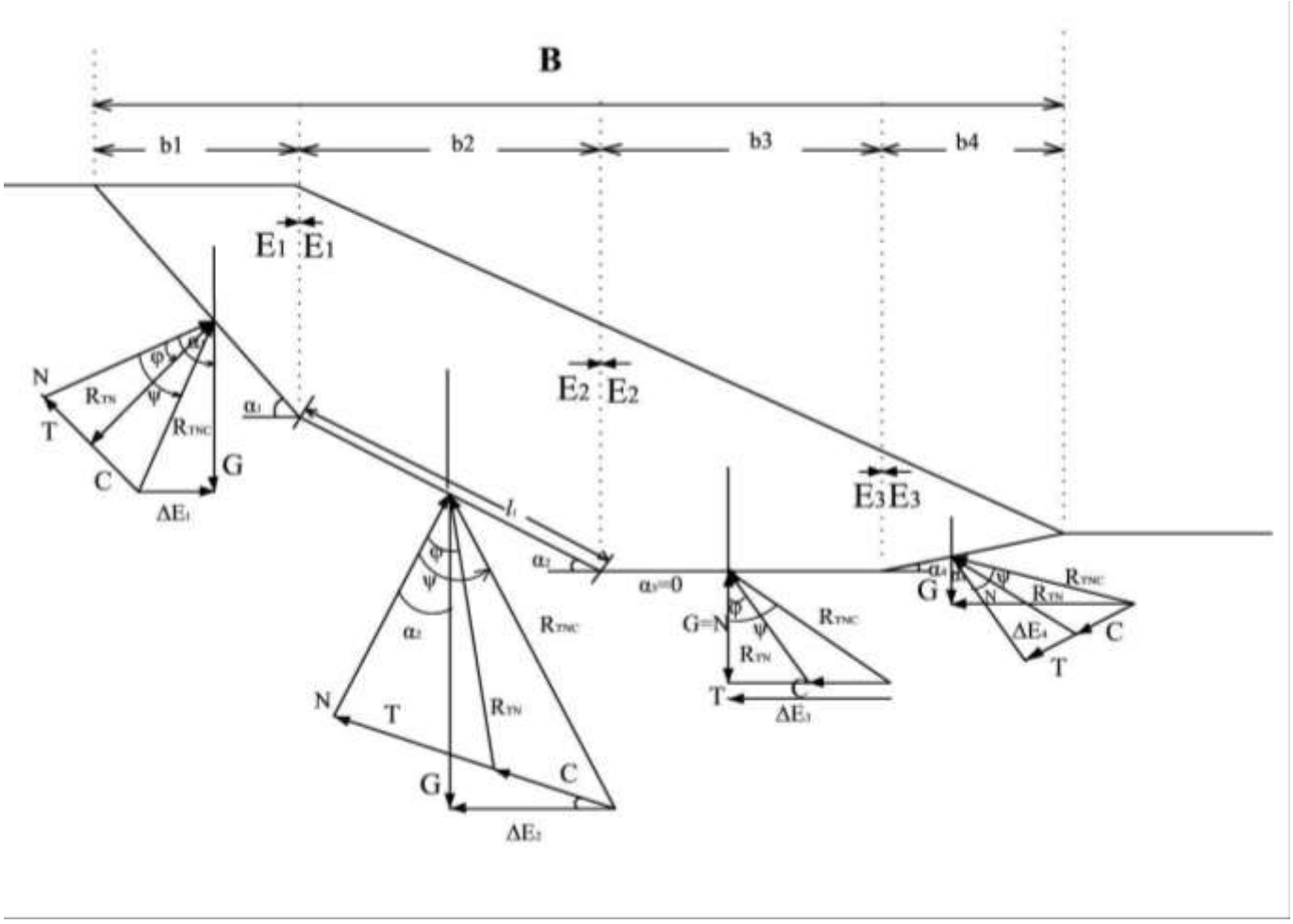

Рис. 12.9. Побудова багатокутників сил за методом Р.Р. Чугаєва

Для рівноваги зсуву необхідно, щоб геометрична сума всіх внутрішніх сил $\Delta E_i = 0$. Якщо ця сума має надлишок, що діє від схилу, тобто додатна, то все зсувне тіло є нестійким. Якщо сума сил ΔE_i дає величину, яка діє вглиб схилу, тобто від'ємна, то зсувне тіло має запас стійкості.

Сили взаємодії, що виникають між сусідніми блоками, можна розглядати як величини, які характеризують зсувний тиск. Для його визначення в будь-якому вертикальному перерізі достатньо підсумувати величини ΔE_i, що діють на всі блоки, розташовані вище цього перерізу. Отриманий результат буде характеризувати зсувний тиск, направлений перпендикулярно вертикальній поверхні, що розділяє зсувне тіло на блоки, тобто має горизонтальний напрямок.

Розв’язання задачі про стійкість зсувного тіла, що спирається на систему плоских поверхонь зміщення, може бути здійснене й аналітично. Рівняння зв’язку між зчеплення і кутом внутрішнього тертя отримане для випадку граничної рівноваги з умови рівності нулю проекцій сил взаємодії між блоками на горизонтальну вісь (12.2.3), або, оскільки сили взаємодії між сусідніми блоками направлені горизонтально, з умови $\Sigma(\Delta E_i) = 0$. Сила ΔE_i, що представляє собою алгебраїчну суму сил взаємодії даного блоку з двома сусідніми, визначається наступним чином (рис. 12.10):

$$\Delta E_i = |E_{i-1}| - |E_i| = G \cdot tg(\alpha - \psi). \qquad (12.2.4)$$

Якщо кут нахилу площини ковзання, на яку спирається блок, більший за кут зсуву ($\alpha > \psi$), то сила ΔE_i додатна і, отже, блок є нестійким. Щоб утримати його в рівновазі, необхідно прикласти утримуючу силу, яка дорівнює за величиною, але протилежно спрямована. У випадках, коли $\alpha < \psi$, $\alpha = 0$ або за оберненого ухилу поверхні ковзання $\alpha = -\alpha$, сила ΔE_i від’ємна і блок буде мати запас стійкості.

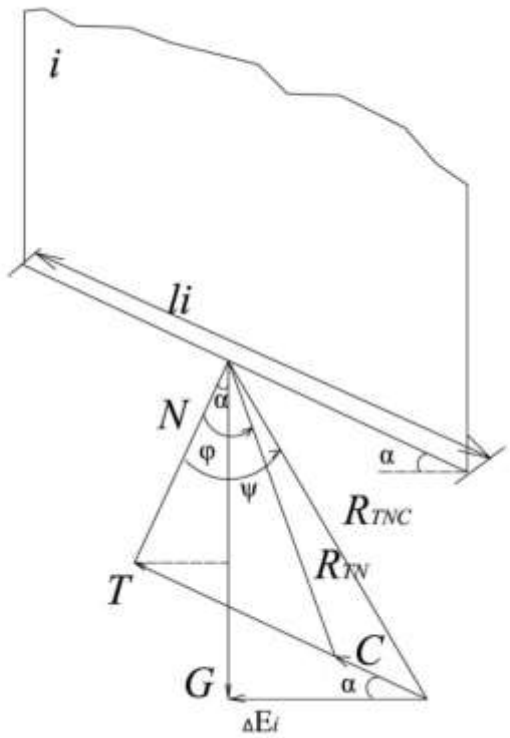

Рис. 12.10. Схема для розрахунку величини сили (ΔE_i) взаємодії даного блоку з двома сусідніми блоками

Для виведення співвідношення між критичними значеннями $c_к$ і $\varphi_к$ виконуються наступні тригонометричні перетворення. Необхідно підкреслити, що у всіх формулах значення нормального і дотичного напружень і величини зчеплення і кута внутрішнього тертя є критичними, але для скорочення запису їх позначення подаються без індексів (N, T, c, φ). Для кожного блоку маємо:

$$\Delta E_i = G \cdot tg(\alpha - \psi) = G \frac{tg\alpha - tg\psi}{1 + tg\alpha \cdot tg\psi}. \qquad (12.2.5)$$

Із закону Кулона $tg\psi = \dfrac{C + N \cdot tg\varphi}{N} = \dfrac{C}{N} + tg\varphi,$ де $C = c \cdot l$,

а тому що $G = N \cdot \cos\alpha + (T + C)\sin\alpha,$ $T = N \cdot tg\varphi$, то

$$N = \frac{G - c \cdot l \cdot \sin\alpha}{\cos\alpha + tg\varphi \cdot \sin\alpha} \quad \text{і} \quad tg\psi = \frac{G \cdot tg\varphi + c \cdot l \cdot \cos\alpha}{G - c \cdot l \cdot \sin\alpha}. \qquad (12.2.6)$$

Підставивши (12.2.6) у (12.2.5), отримаємо:

$$\Delta E_i = G \cdot tg(\alpha - \varphi) - c[1 + tg\alpha \cdot tg(\alpha - \varphi)] \cdot b \cdot c, \qquad (12.2.7)$$

де $b = l \cdot \cos\alpha$.

Для всього зсувного тіла сума сил взаємодії між сусідніми блоками в стані граничної рівноваги дорівнює нулю і, отже, можна виразити зв'язок між c і φ:

$$\sum \Delta E_i = \sum_{i=1}^{n} G_i \cdot tg(\alpha_i - \varphi) - c\sum_{i=1}^{n} b_i - c\sum_{i=1}^{n} b_i \cdot tg\alpha_i \cdot tg(\alpha_i - \varphi) = 0,$$

$$c_к = \frac{\sum_{i=1}^{n} G_i \cdot tg(\alpha_i - \varphi_к)}{B + \sum_{i=1}^{n} b_i tg\alpha_i \cdot tg(\alpha_i - \varphi_к)}, \qquad (12.2.8)$$

де $B = \sum_{i=1}^{n} b_i$ - довжина зсувного тіла, n – кількість блоків, на які воно розподілене, $c_к$ і $\varphi_к$ – критичні значення міцнісних властивостей, тобто за яких зсувне тіло знаходиться в стані граничної рівноваги.

Визначивши з (12.2.8) $c_к$ при $\varphi_к = 0$ і $\varphi_к$ при $c_к = 0$, отримаємо на графіку в координатах c, φ пряму лінію, яка представляє собою геометричне місце пар критичних значень $c_к$, $\varphi_к$, за яких зсувне тіло знаходиться у граничній рівновазі (рис. 12.8).

Рівняння зв’язку (12.2.8) виведене для випадку, коли вздовж поверхні ковзання міцнісні властивості порід однакові, а сили тертя і зчеплення діють одночасно.

Якщо схил складений однорідними сухими пісками ($c_к = 0$), то рівняння (12.2.8) спроститься:

$$\sum_{i=1}^{n} G_i \cdot tg(\alpha_i - \varphi_к) = 0 \qquad (12.2.9)$$

і коефіцієнт стійкості буде дорівнювати: $K_{ст} = \frac{tg\varphi_д}{tg\varphi_к}$.

Якщо схил складений однорідними зв’язними сухими ґрунтами ($\varphi_к = 0$), то рівняння (12.2.8) набуде вигляду:

$$c_к = \frac{\sum_{i=1}^{n} G_i \cdot tg\alpha_i}{B + \sum_{i=1}^{n} b_i \cdot tg^2\alpha_i}, \qquad (12.2.10)$$

а коефіцієнт стійкості $K_{ст} = \frac{c_д}{c_к}$.

У випадку, коли схил складений різними за властивостями гірськими породами, необхідно розраховувати коефіцієнт стійкості з урахуванням неоднорідності. Врахування неоднорідності у відношенні об'ємної ваги порід, що складають зсувне тіло, здійснюється просто. Якщо будь-який з блоків, на які розбивається зсув, складається з частин, утворених ґрунтами різної об'ємної ваги, величина яких відома, то необхідно підрахувати вагу кожної частини і визначити їх загальну суму. Можна також розрахувати вагу блоку через середньозважене значення об'ємної ваги ґрунтів, що їх складають.

Врахування неоднорідності ґрунту у відношенні міцнісних властивостей може бути здійснене наступним чином. Коли схил складений неоднорідними ґрунтами і вздовж поверхні ковзання змінюються міцнісні властивості, то зсувне тіло необхідно розділити на блоки таким чином, щоб кожний блок спирався на плоску поверхню ковзання, вздовж якої міцнісні властивості сталі. Для побудови кривої зв'язку з системи плоских поверхонь ковзання, на які спирається зсувне тіло, вибирають так звану «основну» поверхню. Як така звичайно вибирається найбільш протяжна поверхня або та, на яку спирається найважчий блок зсувного тіла. Тоді діючі вздовж основної поверхні кут внутрішнього тертя і зчеплення також приймаються основними ($\varphi_д^0$ і $c_д^0$). Міцнісні властивості порід вздовж решти поверхонь ковзання виражаються через основні показники наступним чином:

$$\varphi_o^i = \varepsilon_i \cdot \varphi_o^0 \quad \text{і} \quad c_o^i = \mu_i \cdot c_o^i,$$

звідси

$$\varepsilon_i = \frac{\varphi_\partial^i}{\varphi_\partial^0} \quad \text{і} \quad \mu_i = \frac{c_\partial^i}{c_\partial^0}. \qquad (12.2.11)$$

Для основної поверхні ковзання коефіцієнти ε_i і μ_i будуть дорівнювати одиниці, для решти поверхонь ковзання будуть відрізнятися від одиниці в залежності від співвідношення відповідних міцнісних показників.

Якщо ввести припущення, що співвідношення критичних величин $c_к$ і $\varphi_к$ для різних ділянок поверхні зсуву є такими ж, як і співвідношення дійсних величин $c_д$ і $\varphi_д$ для тих самих ділянок поверхні зсуву:

$$\frac{\varphi_к^1}{\varphi_к^2} = \frac{\varphi_\partial^1}{\varphi_\partial^2},...; \quad \frac{c_к^1}{c_к^2} = \frac{c_\partial^1}{c_\partial^2},...,$$

то крива зв'язку може бути виражена через співвідношення критичних значень «основних» міцнісних характеристик:

$$c_к^0 = \frac{\sum_{i=1}^{n} G_i \cdot tg(\alpha_i - \varepsilon_i \cdot \varphi_к^0)}{\sum_{i=1}^{n} \mu_i \cdot b_i + \sum_{i=1}^{n} \mu_i \cdot b_i \cdot tg\alpha_i \cdot tg(\alpha_i - \varepsilon_i \cdot \varphi_к^0)}, \qquad (12.2.12)$$

де $\varphi_к^0$ і $c_к^0$ відносяться до тієї ж плоскої поверхні ковзання, для якої були введені «основні» дійсні значення $\varphi_д^0$ і $c_д^0$.

Аналогічні співвідношення зв'язку між міцнісними характеристиками можуть бути отримані і в тому випадку, коли сили взаємодії між сусідніми блоками будуть не горизонтальними ($\theta = 0$), а похилими ($\theta = \varphi$, $\theta = 0{,}5\psi$, $\theta = \psi$ тощо). Розрахунками встановлено, що коефіцієнт стійкості, розрахований за способом горизонтальних сил, є найменшим, а дійсний коефіцієнт запасу, очевидно, займає проміжне положення між коефіцієнтами, обчисленими за методами горизонтальних і похилих сил:

$$K_{ст|\theta=0} < K_{ст|дійсн} < K_{ст|\theta=\psi}.$$

Метод Г.М. Шахунянця Цей метод застосовується в тому випадку, коли поверхня зсування має складну конфігурацію і може бути представлена

системою плоских поверхонь ковзання. Для розрахунку зсувне тіло з урахуванням його неоднорідності і у відповідності з формою поверхні ковзання ділиться вертикальними площинами на блоки таким чином, щоб кожний блок спирався на відповідну плоску поверхню.

Розглянемо умову рівноваги довільно вибраного *i*-того блоку (рис. 12.11)

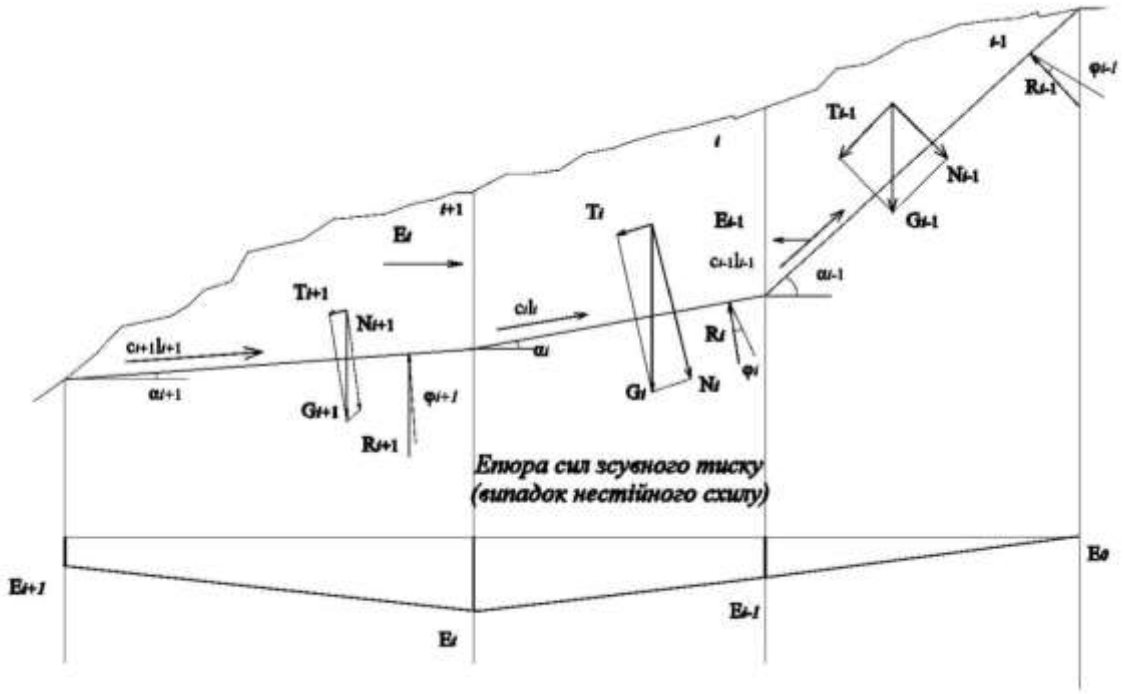

Рис.12.11 Схема для розрахунку стійкості схилу за методом Шахунянца

Всі зовнішні сили, що діють на блок (його вага, зовнішні навантаження тощо), приводяться до рівнодіючої сили G_i. Для простоти будемо вважати, що сила G_i вертикальна, і тоді, якщо її розкласти на нормальну N_i і дотичну T_i до плоскої поверхні ковзання, на яку спирається блок, складові, отримаємо:

$$N_i = G_i \cos\alpha_i; \qquad T_i = G_i \sin \alpha_i, \qquad (12.2.13)$$

За падіння поверхонь ковзання в межах кожного блоку в бік можливого його зміщення значення α_i додатні, за падіння поверхонь ковзання в протилежний бік значення α_i – від’ємні.

I-тий блок, що розглядається, знаходиться у взаємодії з двома сусідніми. Нехай розташований вище по схилу блок діє на *i*-тий блок із силою $E_{i\text{-}1}$, а нижче розташований блок із силою E_i. У загальному випадку сила $E_{i\text{-}1}$ направлена під деяким кутом $\theta_{i\text{-}1}$ до горизонту, а сила E_i під кутом θ_i до горизонту. Для простоти припустимо, що сили E_i і $E_{i\text{-}1}$ направлені перпендикулярно до вертикальних поверхонь, які ділять зсувне тіло на блоки. Тому всі сили E_i будуть орієнтовані горизонтально і $\theta_i = 0$.

Вздовж поверхні ковзання, що нахилена під кутом α_i до горизонту і довжиною l_i, діє сила зчеплення $c{\cdot}l_i$ і сила тертя $S_i{\cdot}\text{tg}\varphi_i$, де S_i – нормальна реакція основи, величина якої невідома.

Величина $E_{i\text{-}1}$ визначається з розрахунку, який виконується для вище розташованого блоку, а E_i залишається невідомим. Для знаходження невідомих сил S_i і E_i досить використати два рівняння статики, проектуючи всі сили на нормаль до основи блоку та на напрямок власне основи і прирівнюючи суми проекцій нулю.

$$\begin{aligned} &S_i - N_i - E_i \sin\alpha_i + E_{i-1}\sin\alpha_i = 0, \\ &T_i - S_i tg\varphi_i - c_i l_i - E_i \cos\alpha_i + E_{i-1}\cos\alpha_i = 0. \end{aligned} \qquad (12.2.14)$$

Підставивши знайдене з першого рівняння значення S_i у друге, отримаємо рівняння для визначення E_i:

$$T_i = N_i \cdot tg\varphi_i + c_i \cdot l_i + (E_i - E_{i-1}) \cdot (\cos\alpha_i + tg\varphi_i \cdot \sin\alpha_i). \qquad (12.2.15)$$

За необхідності забезпечити кожному блоку деякий запас стійкості проти зсуву по своїй основі слід значення T_i збільшити у $K_{\text{ст}}$ разів, де $K_{\text{ст}}$ – попередньо заданий коефіцієнт стійкості. У цьому випадку все зсувне тіло буде мати в цілому той самий коефіцієнт стійкості.

Дотична складова T_i зовнішніх активних сил G_i звичайно направлена в бік можливого зміщення всього зсувного тіла, і тоді вона позначається $T_{iзс}$. Якщо та ж дотична складова T_i буде направлена в бік, протилежний напрямку можливого зміщення зсувного тіла, що буде мати місце при оберненому ухилі поверхні ковзання, на яку спирається блок, то вона уже буде силою, що утримує його від можливого зміщення, тому її не слід збільшувати у $K_{\text{ст}}$

разів. У цьому випадку позначимо T_i через $T_{i\text{пит}}$. Якщо в рівнянні (12.2.15) виконати перетворення:

$$\cos\alpha_i + tg\varphi_i \cdot \sin\alpha_i = \frac{\cos\alpha_i \cdot \cos\varphi_i + \sin\varphi_i \cdot \sin\alpha_i}{\cos\varphi_i} = \frac{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}{\cos\varphi_i},$$

то в загальному вигляді можна записати:

$$E_i = \frac{(K_{cm} \cdot T_{i\text{зз}} - T_{i\text{пит}} - N_i \cdot tg\varphi_i - c_i \cdot l_i)\cos\varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + E_{i-1}. \qquad (12.2.16)$$

Для блоків, основа яких направлена в бік можливого зміщення зсувного тіла, слід приймати $T_{i\text{пит}}$ = 0-. Якщо блок спирається на основу з падінням у бік протилежний напрямку можливого зміщення, слід приймати $T_{i\text{зсув}}$=0. Оскільки в більшості практичних випадків напрямок можливого зміщення кожного зсувного блоку збігається з напрямком падіння поверхні ковзання по всій протяжності зсувного тіла, в подальших формулах будуть фігурувати лише значення T_i, під якими слід розуміти T_i=$T_{i\text{зсув}}$, а $T_{i\text{пит}}$ будуть прийматися рівними нулю. Однак при виконанні розрахунків у кожному конкретному випадку слід пам’ятати про можливість появи сил $T_{i\text{пит}}$. Тоді формула (12.2.16) набуде вигляду:

$$E_i = \frac{(K_{cm} \cdot T_i - N_i \cdot tg\varphi_i - c_i \cdot l_i)\cos\varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + E_{i-1}. \qquad (12.2.17)$$

Для першого блоку $E_{i\text{-}1}$ = 0:

$$E_1 = \frac{(K_{cm} \cdot T_1 - N_1 \cdot tg\varphi_1 - c_1 \cdot l_1) \cdot \cos\varphi_1}{\cos(\alpha_1 - \varphi_1)}.$$

Зсувний тиск у будь-якому перерізі визначається як алгебраїчна сума сил взаємодії всіх n блоків, розташованих вище цього перерізу:

$$E_{on} = \sum_{i=1}^{n} \frac{(K_{cm} \cdot T_i - N_i \cdot tg\varphi_i - c_i \cdot l_i) \cdot \cos\varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}. \qquad (12.2.18)$$

Величини сил E_i, з якими кожний i-тий блок діє на нижче розташований, можна визначити послідовними розрахунками, йдучи від першого блок (для якого $E_{i\text{-}1}$=0) до останнього. Послідовне визначення сил E_i найбільш доцільне, коли без розрахунку неможливо заздалегідь відокремити на інженерно-геологічному розрізі стійкі частини схилу від

нестійких. Перший з блоків, для якого сила E_i дорівнювала нулю або була від'ємною, відокремлює частину зсуву, що залягає вище, включаючи й i-тий блок, від частини, яка залягає нижче. Оскільки на розтягання ґрунт практично не працює, нижче розташована частина зсуву повинна розглядатися окремо. Аналізуючи послідовно значення E_i, неважко встановити місця переходу від нестійких частин до стійких частин зсуву, де можливий розрив зсувного тіла, та місця доцільного розташування утримуючих конструкцій, наприклад, де сила E_i має найменше значення і потужність шару, який зміщується, мінімальна, тощо.

Очевидно, що в природного стійкого схилу сила E_{on}, що підтримує останній блок, повинна дорівнювати нулю. Виходячи з цього, для природного схилу можна визначити значення коефіцієнта стійкості, прийнявши E_{on}=0. Тоді з (12.2.18) отримаємо:

$$K_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^{n}(N_i tg\varphi_i + c_i \cdot l_i)\dfrac{\cos\varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}}{\sum_{i=1}^{n} T_i \dfrac{\cos\alpha_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}}. \qquad (12.2.19)$$

Визначення коефіцієнта стійкості може бути виконане графічним шляхом послідовної побудови многокутників сил для всього зсувного тіла, як це показане на рис. 12.11. Якщо при введеному при побудові коефіцієнті стійкості сила, яку треба прикласти в кінці останнього блоку, E_{on} буде дорівнювати нулю, то схил має запас стійкості, який відповідає заданому коефіцієнту. Якщо в кінці останнього блоку необхідно прикласти силу задля підтримання зсуву, то він має запас стійкості менше заданого. Якщо сила направлена в бік можливого зміщення, то зсув має більший запас стійкості.

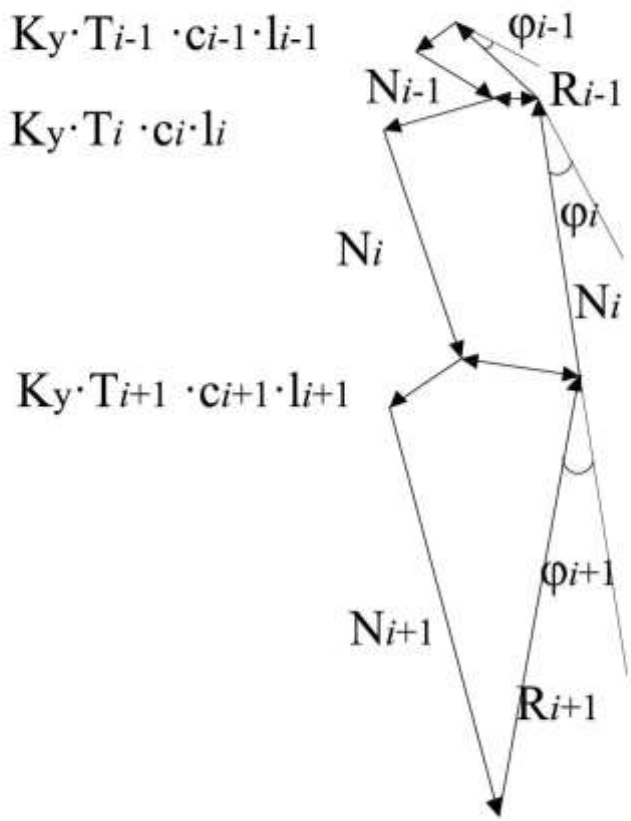

Рис. 12.11 Побудова багатокутника сил для розрахунку стійкості зсуву

Таким чином, цей метод дозволяє:

1) визначити коефіцієнт стійкості природного схилу;

2) спроектувати захисні заходи так, щоб зсувний схил або укіс мав заданий запас стійкості;

3) визначити активний тиск ґрунту на утримуючу споруду або зсувний тиск;

4) визначити пасивний тиск або опір-реакцію утримуючої конструкції.

Оскільки що при опорі зсувна сила T стає силою, яка опирається зсуву, то при цьому слід прийняти K_{cm}=1.

Отримані розрахункові формули можуть бути використані також для схеми, яка враховує, що сили E_i відхилені від горизонталі на кут θ, сталий

для всіх блоків. Тому що цей кут обмежений величинами $0 < \theta < \psi$, де ψ – кут зсуву, то його можна прийняти рівним $0{,}5\psi$. Для цієї схеми в розрахункових формулах вираз $\frac{\cos\varphi}{\cos(\alpha-\varphi)}$, що відповідає умові $\theta = 0$, необхідно замінити на $\frac{\cos\varphi}{\cos(\alpha-\theta-\varphi)}$ (де θ = const).

При виведенні формули для визначення зсувного тиску і коефіцієнта стійкості були використані два рівняння статики: $\Sigma X = 0$ і $\Sigma Y = 0$. Третя умова статики (рівняння моментів $\Sigma M_0 = 0$) дає можливість визначити точку прикладення сили E_i для будь-якого i-того блоку або реакції утримуючої споруди. Цей розв'язок є точним при круглоциліндричній поверхні ковзання і наближеним в інших випадках.

Графічна реалізація цього методу полягає в наступному [12]. На рис. 12.1 зсувне тіло у відповідності з формою поверхні ковзання розділене вертикальними площинами на n блоків. Як було показано в попередніх випадках, на кожний з цих блоків діють наступні сили: 1) вага блоку з урахуванням побудованих на ньому споруд G_i, яка може бути розкладена на нормальну N_i і дотичну T_i складові по відношенню до поверхні ковзання; 2) по поверхні зміщення в умовах граничної рівноваги діють реакції з боку цієї поверхні: нормальна реакція S_i, сила тертя $F_i = S_i \cdot \mathrm{tg}\varphi_i$ і сила зчеплення $C_i = c_i \cdot l_i$; 3) з боку сусідніх блоків діють сили E_i і E_{i-1}, які для простоти будемо вважати направленими горизонтально.

Замінимо силу тертя F_i і нормальну реакцію поверхні ковзання S_i рівнодіючою:

$$R_i = \sqrt{F_i^2 + S_i^2} = \sqrt{S_i^2 \cdot tg^2\varphi_i + S_i^2} = S_i\sqrt{1 + tg^2\varphi_i}, \qquad (12.2.20)$$

нахил якої до нормалі поверхні ковзання буде дорівнювати куту внутрішнього тертя φ_i ґрунту вздовж цієї поверхні.

Силами, що зсувають весь масив по поверхні ковзання, будуть дотичні складові T_i сил G_i, якщо вони направлені в бік можливого зміщення масиву. Решта сил є такими, що або безпосередньо не впливають на стійкість (як,

наприклад, нормальна складова N_i сили G_i), або опираються можливому зміщенню.

Будемо вважати, що все зсувне тіло буде мати заданий коефіцієнт стійкості $K_{ст}$, якщо кожний блок, на які це тіло розбите, буде мати той самий коефіцієнт стійкості. Якщо $K_{ст}$ у відношенні можливого зміщення кожного блоку по плоскій поверхні ковзання розглядати як відношення всіх дотичних сил, що утримують масив ($F_{утр}$), до всіх дотичних сил, що прагнуть викликати це зміщення ($F_{утр}$), $K_{ст} = F_{утр}/F_{зс}$, то для забезпечення заданого коефіцієнта стійкості необхідно, щоб

$$F_{утр} = K_{ст} \cdot F_{зс}, \quad \text{або} \quad F_{утр} - K_{ст} \cdot F_{зс} = 0. \qquad (12.2.21)$$

Таким чином, задача забезпечення заданого коефіцієнта стійкості зводиться до звичайних умов рівноваги, якщо при розгляді дії сил замість зсувних дотичних сил брати сили в $K_{ст}$ разів більше за величиною, що діють в тому самому напрямку.

Для визначення коефіцієнта стійкості природного зсувного тіла задача зводиться до визначення $K_{ст}$, за якого настає стан граничної рівноваги. У цьому випадку визначення коефіцієнта стійкості здійснюється підбором, і якщо його величина задовольняє співвідношенню (12.2.21), то він приймається за шуканий коефіцієнт.

При розв’язанні задачі для кожного блоку будуть відомі сили T_i, C_i і $E_{i\text{-}1}$. При складанні умов рівноваги замість дотичної складової T_i сили G_i приймемо величину $K_{ст} \cdot T_i$, якщо сила T_i прагне зсунути масив, коли вона спрямована в бік можливого зміщення. Значення сили T_i приймається без змін, якщо вона опирається зміщенню. Сила $E_{i\text{-}1}$ відома в результаті розв’язання задачі для попереднього блоку, якщо взяти до уваги, що в першому блоці така сила відсутня. Напрямок сили $E_{i\text{-}1}$ приймається горизонтальним, хоча він може бути й іншим, що реалізується в інших способах оцінки стійкості зсувних тіл.

Невідомими силами є нормальна реакція опори S_i і сила E_i. Знайти ці сили можна аналітично, як було розглянуто вище, і графічно, шляхом

побудови многокутників сил. Для оцінки стійкості всього зсувного тіла задача розв'язується послідовною побудовою многокутників сил від одного блоку до іншого, починаючи з верхнього. На рис. 12.11 наведена побудова багатокутника сил для n блоків (у розглянутому випадку n=3). Спочатку від довільної точки A будується вектор $K_{ст}\cdot T_{i\text{-}1} - C_{i\text{-}1}$ ($C_{i\text{-}1}=c_{i\text{-}1}\cdot l_{i\text{-}1}$) у напрямку поверхні ковзання. З кінця цього вектора перпендикулярно йому проводиться нормальна складова $N_{i\text{-}1}$ сили $G_{i\text{-}1}$. Невідомі сили $R_{i\text{-}1}$ і $E_{i\text{-}1}$ задані своїми напрямками: рівнодіюча $R_{i\text{-}1}$ сили тертя $S_{i\text{-}1}\cdot \mathrm{tg}_{T\text{-}1}$ і нормальної реакції опори $S_{i\text{-}1}$ розташована під кутом $\varphi_{T\text{-}1}$ до нормалі, проведеної до поверхні ковзання, а сила $E_{i\text{-}1}$ горизонтальна. Ці дані дозволяють добудувати багатокутник сил для першого блоку, провівши з кінця вектора $N_{i\text{-}1}$ горизонталь, а з точки A під кутом $\varphi_1=\varphi_{i\text{-}1}$ до нормалі вектора $K_{ст}\cdot T_{i\text{-}1} - C_{i\text{-}1}$ до перетину з горизонталлю в точці $Б$. Таким чином, визначаються й величини сил $R_{i\text{-}1}$ і $E_{i\text{-}1}$. Остання представляє собою силу, з якою перший блок діє на другий, і спрямована в бік можливого зміщення. Другий блок чинить опір першому з силою, яка дорівнює $E_{i\text{-}1}$, але спрямована в протилежному напрямку, тому в многокутнику сил другого блоку її необхідно врахувати. Ця сила одночасно є зсувним тиском, який діє в перерізі зсувного тіла, що збігається з вертикальною площиною, яка відокремлює перший блок від другого, але тільки при $K_{ст}$=1.

Для побудови багатокутника сил другого блоку, з точки B необхідно провести вектор $K_{ст}\cdot T_i - C_i$, де $C_i = c_i\cdot l_i$, у напрямку, що збігається з плоскою поверхнею ковзання, на яку спирається блок. З кінця вектора $K_{ст}\cdot T_i - C_i$ і перпендикулярно йому будується вектор N_i, з кінця якого проводиться горизонталь, що відповідає напрямку невідомого за величиною вектора E_i. Провівши з точки $Б$ під кутом φ_i до нормалі вектора $K_{ст}T_i - C_i$ до перетину з горизонталлю. В точці $Б'$, отримаємо величини вектора R_i, який представляє собою рівнодіючу сили тертя $S_i\cdot \mathrm{tg}_i$ і нормальної реакції опори S_i і вектора E_i. Таким чином, переходячи від блоку до блоку, будується многокутник сил для всього зсувного тіла. У багатокутників сил двох сусідніх блоків є спільна

сторона – вектор E_i, напрямок якого при переході від одного блоку до іншого слід змінювати на обернений, тому що для i-того блоку E_i є сила, яка передається від даного блоку на наступний, а для наступного блоку вона є реакцією на даний блок.

Сила E_n, визначена для останнього n-го блоку, може бути направлена в бік можливого зміщення, мати протилежний напрямок і може дорівнювати 0. Якщо побудова многокутників сил виконувалася при $K_{ст}$=1, а визначена для останнього блоку сила E_n направлена в бік можливого зміщення, то зсувне тіло знаходиться в нестійкому стані, і сила E_n буде представляти собою зсувний тиск $E_{оп}$=E_n. Якщо за умови $K_{ст}$=1 визначена для останнього блоку сила E_n направлена в бік, протилежний напрямку можливого зміщення, то зсувне тіло знаходиться в стійкому стані. В останньому випадку можна підібрати такий коефіцієнт стійкості, більший одиниці ($K_{ст}$>1), щоб встановлена для останнього блоку сила E_n обернулася на нуль (E_n=0). Отриманий таким чином $K_{ст}$ й буде характеризувати ступінь стійкості всього зсувного тіла.

При побудові багатокутника сил необхідно слідкувати за тим, щоб сила, що перешкоджає зміщенню i-того блоку ($E_i^{/}$), не перетворювалася на нуль або не змінювала знак на протилежний, тобто не зникала і не ставала замість сили підтримуючої силою зсувною. Ця сила не може бути зсувною, тому що звичайно приймається умова, що ґрунтовий масив не працює на розтягання і, отже, розтягуючі сили в зсувному тілі виникати не повинні. Якщо при розрахунку напрямок сили $E_i^{/}$ збігається з напрямком можливого зміщення і, отже, сила E_i стане перешкоджати зміщенню, це буде означати, що частина зсувного тіла від його початку і до деякої межі всередині i-того блоку є не тільки стійкою, але й має надлишок стійкості. Таким чином, при побудові багатокутників сил безпосередньо визначаються межі стійких ділянок зсувного тіла.

Якщо в результаті тієї ж побудови в i-тому блоці стало так, що сила E_i спрямована в бік зміщення зсувного тіла, то при побудові многокутників сил

для наступного i+1 блоку сила E_i (а отже, й $E_i^{/}$) у цей багатокутник не включається, що відповідає умові недопущення ростягуючих напружень. У випадку, коли розтягуючі напруження допускаються, слід враховувати ту частину сили E_i, за якої розтягуючі напруження не перевищують гранично допустимих напружень.

Для визначення зміни зсувного тиску вздовж зсувного тіла досить побудувати епюру цих сил (див. рис. 12.10). Багатокутники сил і епюра зсувного тиску дозволяють визначити місця найбільш ймовірних розривів зсувного тіла, де можливе виникнення горбів і терас випирання за зсування ($K_{ст} \leq 1$), а також встановити, яке навантаження повинна сприймати утримуюча споруда, щоб забезпечити заданий коефіцієнт стійкості, і визначити найкраще місце його розташування.

Точку прикладення реакції утримуючої споруди $E_{оп}$, яка відома за величиною і напрямком (у розглянутому випадку напрямок горизонтальний), можна приблизно знайти, використовуючи третю умову рівноваги – рівність нулю моментів всіх діючих на зсувне тіло сил відносно деякого центру обертання. Для цього необхідно підібрати кругову криву радіусом r із центром 0, яка найбільш близько співпадає з фактичною кривою ковзання, и випасати рівняння моментів:

$$r \cdot \left(K_{ст} \sum T_{iзс} - \sum C_i - \sum R_i \cdot \sin\varphi_i - \sum N_i \cdot tg\varphi_i - \sum T_{inum}\right) - z \cdot E_{оп} = 0,$$

звідси

$$z = \frac{(K_{ст} \sum T_{iзс} - \sum C_i - \sum R_i \cdot \sin\varphi_i - \sum N_i \cdot tg\varphi_i - \sum T_{inum}) \cdot r}{E_{оп}}, \qquad (12.2.22)$$

де z – плече від центру 0 до напрямку сили, $E_{оп}$ – реакції утримуючої споруди.

Контрольні запитання

1. Які існують методи оцінки стійкості схилів?
2. Способи визначення коефіцієнта стійкості.

3. Як здійснюється побудова профілю граничної рівноваги за методом В.В. Соколовського?

4. На яких припущеннях ґрунтується метод рівноміцного укосу М.М. Маслова?

5. Які відомості необхідні для побудови профілю стійкого укосу?

6. У чому полягає графічний спосіб побудови профілю стійкого укосу?

Приклади завдань для лабораторних робіт: :

I.Розрахувати стійкість схилів і укосів *в умовах природного і техногенного підтоплення.*

а) Розрахувати стійкість схилу методом круглоциліндричних поверхонь.

б) Розрахувати стійкості схилу за методом Маслова-Берера.

в)Розрахувати стійкості схилу за методом Шахунянца.

II.Розрахувати стійкість схилів і укосів *при прогнозній зміні рівня підземих вод.*

IV. ВИБІР РОЗРАХУНКОВИХ ПОКАЗНИКІВ

Вибір розрахункових показників є необхідним етапом застосування математичного або фізичного моделювання для розв'язання інженерно-геологічних завдань. Розрахункові показники встановлюються в результаті експериментального вивчення властивостей гірських порід. Основними питаннями, які вирішуються при обробці даних інженерно-геологічних досліджень, є оцінка рівня, біля якого здійснюється коливання показників, що характеризують інженерно-геологічні умови або фізико-механічні властивості гірських порід і встановлення характеру коливання, а також оцінка точності та надійності отриманих результатів і визначення кількості спостережень, необхідних для отримання кінцевих результатів із потрібною точністю [57].

13. ПОКАЗНИКИ ВЛАСТИВОСТЕЙ ГІРСЬКИХ ПОРІД І ВИПАДКОВІ ВЕЛИЧИНИ

З метою визначення показників фізико-механічних властивостей гірських порід виконується їх опробування і лабораторні дослідження зразків. Дані лабораторних визначень називаються окремими показниками фізико-механічних властивостей гірських порід. За масового опробування виникає необхідність вибору з численних результатів лабораторних досліджень одного значення, яке є найбільш типовим для даної породи. Це значення отримало назву узагальненого показника фізико-механічних властивостей гірських порід. *Узагальнений* показник є лише статистичною характеристикою вибіркової групи вимірювань, тому що вимірювана величина немає сталого значення. Тому в інженерно-геологічних розрахунках до узагальнених показників застосовуються спеціальні поправочні коефіцієнти, які враховують можливу помилку визначень узагальненого значення і особливості роботи споруди. Виправлений узагальнений показник отримав назву *розрахункового*.

Дані лабораторних досліджень зразків помітно відрізняються одне від одного навіть у тому випадку, коли зразки відібрані із зовнішньо цілком однакової породи. Такий розкид значень показників властивостей є результатом ряду причин. Перша група причин пов'язана з неоднорідністю гірських порід. Друга група – з порушенням природної структури і фізичного стану зразків при їх відборі, транспортуванні та зберіганні і з похибками лабораторних визначень. В подальшому ці помилки впливають на кінцевий результат, тому виникає необхідність, з одного боку, зведення їх до мінімуму шляхом удосконалення методики відбору зразків і лабораторних досліджень, і з другого, кількісної оцінки рівня помилки, що допускається. Така оцінка можлива шляхом проведення спеціально поставлених експериментальних досліджень.

Обчислення узагальненого показника ґрунтується на результатах лабораторних і польових досліджень. Дані лабораторних визначень є незалежними одне від одного. Якщо опробуваний геологічний об'єкт попередньо розчленований на інженерно-геологічні елементи, що відрізняються однорідністю складу (мінерально-петрографічного), складом (структурно-текстурними особливостями, пористістю) і станом (вологістю, тріщинуватістю тощо), а окремі показники фізико-механічних властивостей віднесені до цих елементів, то результати лабораторних досліджень утворюють якісно однорідні сукупності. Зміна величин окремих показників у межах одного інженерно-геологічного елемента за невеликого інтервалу опробування незакономірна, тому що в протилежному випадку, якщо величина окремого показника є функцією положення точки опробування в просторі, слід вдаватися до більш дрібного розчленування окремих елементів.

Все це дозволяє розглядати окремі показники, що характеризують будь-яку властивість єдиного інженерно-геологічного елемента (ІГЕ), і які відрізняються випадковим характером змін, як випадкові величини. Це й

надає право використовувати для їх обробки методи математичної статистики.

Встановлення характеру мінливості окремих показників допомагає більш обґрунтовано виконувати вибір розрахункових показників. Дійсно, знаючи розподіл даних лабораторних визначень, можна з більшою впевненістю судити про можливі величини відхилень показників від середнього значення і вибирати величину розрахункового показника із заздалегідь заданою надійністю.

При вивченні фізико-механічних властивостей гірських порід відбираються зразки і виконуються необхідні лабораторні дослідження, тобто виконуються випробовування. Випробовуванням називається здійснення якого-небудь певного комплексу умов, який може бути відтворений скільки завгодно велику кількість разів. Результат одного експерименту (випробування) назвемо *подією*, або *виходом*. Якщо була б можливість опробувати масив у всіх точках і виконати нескінченну множину експериментів, тоді ми отримали б вичерпну характеристику властивості гірської породи, що вивчається, а результати всіх експериментів склали б *повну систему подій* або *генеральну сукупність.* Генеральною сукупністю називається вся множина можливих виходів за даного випробування. Однак на практиці ми маємо справу з обмеженою кількістю лабораторних визначень, які складають *вибіркову сукупність*, або *вибірку.* При цьому кількість і місце відбору зразків повинні бути такими, щоб вибірка була представницькою (репрезентативною), тобто правильно відображала дійсні властивості порід.

У прикладі, що розглядається, подія полягає в отриманні конкретних числових величин, що характеризують властивість об’єкта, який вивчається. Величина, яка приймає при повторенні експерименту ті або інші заздалегідь невідомі значення, називається *випадковою*. Окреме значення випадкової величини називається *варіантою*, а сукупність випадкових величин, розташованих у порядку зростання (убування), - *варіаційним рядом*.

Випадкові величини можуть бути безперервними і дискретними. Дискретною називається випадкова величина, яка може набувати злічену множину значень, тобто таку множину, елементи якої можуть бути пронумеровані в будь-якому порядку. Безперервною випадковою величиною називається така величина, яка може набувати будь-якого значення в одному або декількох заданих інтервалах.

Результати експериментів є безперервними випадковими величинами. Окремі результати експерименту – окремі показники – є варіантами, їх сукупність (вибірка) – початковим рядом спостережень.

Розрахункові показники ґрунтів, що використовуються для оцінки ступеню стійкості споруд, схилів та укосів, повинні встановлюватися з належною відповідальністю з метою унеможливлення помилок. Також необхідно враховувати і те, що заниження показників викликає різке збільшення об’ємів робіт, ускладнення захисних конструкцій і, як наслідок, збільшення термінів будівництва та його здорожчення.

При встановленні розрахункових показників необхідно враховувати наступні фактори:

- специфічні умови накопичення відкладів (генезис, фація) та наступного формування та зміни порід (діагенез, метаморфізм, гіпергенез);
- зміна властивостей порід зазвичай відбувається як за простяганням пласта, так і з глибиною;
- можливість використання усереднених дослідних даних.

Нормативні та розрахункові показники фізико-механічних властивостей визначаються шляхом статистичної обробки результатів випробувань ґрунтів, що складають різні ґрунтові об’єкти (основи споруд, схили, масиви, що містять підземні споруди, ґрунтові споруди), їх застосовують при інженерно-геологічних вишукуваннях і проектуванні.

Ґрунти, що досліджуються, попередньо розділяють на інженерно-геологічні елементи, з врахуванням їх походження, текстурно-структурних особливостей та виду.

Характеристики ґрунтів у кожному попередньому виділенні ІГЕ аналізують з метою встановлення і виключення значень, які різко відрізняються від більшості значень, якщо вони спричинені помилкою під час експерименту або належать до іншого ІГЕ.

Остаточне виділення ІГЕ проводять на основі оцінки характеру просторової мінливості характеристик ґрунтів і їх коефіцієнта варіації. При цьому необхідно встановити, чи змінюються характеристики ґрунтів у межах попередньо виділених ІГЕ та прослідкувати, чи не має місце закономірна їх зміна в якому-небудь напрямку, частіше з глибиною.

Для виділення ІГЕ, поряд з фізичними та механічними характеристиками ґрунтів, можна використовувати величини або показники, отримані при зондуванні, які підтверджені лабораторними дослідженнями.

Для оцінки характеру просторової мінливості характеристик їх наносять на інженерно-геологічні розрізи в точках їх визначення та будують графіки зондування.

Якщо встановлено, що характеристики ґрунтів змінюються в межах попередньо виділеного ІГЕ випадково, то такий елемент приймають за кінцевий, незалежно від значення коефіцієнта варіації характеристик. В єдиний інженерно-геологічний елемент можуть увійти товщі, представлені тонкими шарами, які часто чергуються (не менше 20 см) шарами та лінзами ґрунтів різного виду. Пласти та лінзи, складені пухкими пісками, глинистими ґрунтами з показником текучості більш ніж 0,75, мулами, сапропелями, заторфованими ґрунтами та торфами, потрібно розглядати, як окремі інженерно-геологічні елементи, незалежно від їх потужності.

При проведенні додаткового розділення попередньо виділеного ІГЕ, визначаючи границі нових ІГЕ, потрібно враховувати:

- тенденцію до різкої зміни характеристик ґрунтів;
- положення рівня підземних вод;
- наявність зон просідних, набухаючих та засолених ґрунтів та ґрунтів з домішками органічної речовини;

- наявність в скельних породах зон різного ступеню вивітрювання;
- наявність зон ґрунтів з різною консистенцією.

Статистичну обробку результатів випробувань проводять також для оцінки неоднорідності ґрунтів, виділених інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) та розрахункових елементів (РГЕ) тощо.

Неоднорідність ґрунту оцінюють за допомогою коефіцієнта варіації характеристик ґрунту.

Для порівняння неоднорідності за різними характеристиками може застосовуватися порівняльний коефіцієнт варіації.

Статистичну обробку проводять для окремих значень характеристик ґрунтів, які складають випадкову вибірку.

Для всіх характеристик ґрунту знаходять нормативні, а для характеристик, які використовують для розрахунків – розрахункові значення.

Нормативні значення характеристик визначають як середньостатистичні, отримані шляхом усереднення їх окремих значень.

Розрахункові значення отримують в результаті ділення нормативного значення на коефіцієнт надійності по ґрунту.

Коефіцієнт надійності по ґрунту повинен встановлюватися з урахуванням мінливості і числа визначення характеристик (числа випробувань) при заданій довірчій ймовірності. Довірча ймовірність – ймовірність того, що довірчий інтервал накриє невідоме істинне значення параметра, що оцінюється за даними вибірки.

Значення довірчої ймовірності при визначенні розрахункових значень характеристик ґрунту приймаються у відповідності з рекомендаціями норм проектування різних видів споруд.

Необхідно зазначити, що за вимогами норм проектування різних видів споруд при визначенні розрахункового значення характеристики можуть вводитися і інші коефіцієнти, які враховують вплив факторів, що не можуть бути враховані статистичним шляхом.

Для окремих характеристик ґрунтів за вимогою норм проектування різних видів споруд їх розрахункові значення можуть бути прийнятті рівними нормативним значенням.

Дослідні дані для яких проводиться статистична обробка, повинні бути отриманні одним методом випробування.

При статистичній обробці повинно бути не менше шести визначень для досліджуваної характеристики.

Визначення нормативних та розрахункових показників фізико-механічних властивостей ґрунтів виконується відповідно до ДСТУ Б В.2.1-5-96 «Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань».

1. Нормативне значення X_n для всіх фізичних (вологість, щільність, характеристик пластичності і т.д.) і механічних властивостей ґрунтів (модуль деформації, відносного просідання і набухання і т.д.) приймають рівним середньому арифметичному значенню $\overline{X}$ (середнє значення – середньоарифметичне з окремих значень, що утворюють вибірку незалежних один від одного і від просторових координат величин)

$$X_n = \overline{X} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} X_i \qquad (13.1)$$

де n – число визначення характеристики; X_i – окремі значення характеристики, отриманні за результатами окремих і випробувань.

Для фізичних характеристик ґрунтів, які розраховуються за формулами (коефіцієнт пористості, число пластичності тощо) залежно від величин, які визначаються дослідним шляхом, і для компресійного модуля деформації їх нормативні значення можуть бути встановлені, виходячи з нормативних значень, виміряних під час дослідів величин.

2. Нормативне значення показника приймається рівним середньому значенню з точністю до 0,01.

3. Розраховується середнє квадратичне відхилення – міра відхилення дослідних даних від вибіркового середнього значення або від функціональної

залежності (виражається в абсолютних одиницях). Визначається за формулою:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}(X_n - X_i)^2} \qquad (13.2)$$

Виконують статистичну перевірку для виключення можливих помилок, які залишилися після аналізу дослідних даних. Виключають те окреме (максимальне або мінімальне) значення X_i, яке задовольняє умові

$$|X_n - X_i| > \upsilon \cdot S, \qquad (13.3)$$

де υ - статистичний критерій, який приймається в залежності від числа визначень n характеристики за таблицею (при n=20 $\upsilon = 2{,}78$).

Якщо будь-яке значення характеристики виключено, необхідно знову знайти X_n, S – для значень, що залишилися.

4. Розраховується коефіцієнт варіації – міра відхилення дослідних даних від вибіркового середнього значення, виражається в долях одиниці або процентах, Визначаємо коефіцієнт варіації V та показник точності середнього значення досліджуваної характеристики ρ_α

$$V = \frac{S}{X_n}, \qquad (13.4)$$

$$\rho_\alpha = \frac{t_\alpha \cdot V}{\sqrt{n}}, \qquad (13.5)$$

де t_α коефіцієнт, який приймається залежно від довірчої ймовірності α і числа ступенів свободи

K = n-1(α =0.95, K =19 t_α = 1.73; α =0.85, K =19 t_α = 1.07).

5. Перевіряється відповідність величини отриманого значення коефіцієнта варіації з його допустимим значенням для фізичних властивостей ($V_{доп}$=0,15) та для фізико-механічних властивостей ($V_{доп}$=0,3). В разі необхідності виконується відбракування у вибірці вихідних даних.

6. Розраховується коефіцієнт надійності по ґрунту γ_g

$$\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \rho_\alpha} \qquad (13.6)$$

Знак перед ρ_α приймають таким, щоб забезпечити більшу надійність споруди чи основи.

$$\gamma_{g1.1} = \frac{1}{1 + \rho_\alpha}\ ,\ \ \gamma_{g1.2} = \frac{1}{1 \pm \rho_\alpha} \qquad (13.7)$$

8. Розраховується розрахункове значення X характеристики ґрунту за формулою:

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g} \qquad (13.8)$$

Розрахунки виконують для $\alpha = 0.95,\ \alpha = 0.85$.

Для перевірки й порівняння отриманих величин нормативних та розрахункових показників досліджуваних фізичних або фізико-механічних властивостей ґрунтів порівнюють їх із табличними значеннями для певних категорій ґрунтів.

14. ПРИНЦИПИ ПОБУДОВИ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ РОЗРІЗІВ.

Інженерно-геологічні розрізи мають важливе значення при загальній інженерно-геологічній оцінці районів будівництва та окремих їх ділянок, виборі шарів як несучих основ, вивченні режиму ґрунтових вод. За ним можна вибрати найбільш сприятливий ділянку для будівництва, визначити можливість ведення будівництва на цьому майданчику, правильно вибрати вид фундаменту і спрогнозувати можливі зміни рельєфу.

Інженерно-геологічний розріз - графічна модель вертикального перетину літосфери, що відображає її просторові структури і властивості - компоненти інженерно-геологічних умов. На відміну від геологічного або гідрогеологічного розрізу інженерно-геологічний розріз повинен відображати

наступні компоненти: геологічну будова, мінеральний і гранулометричний склад порід, тектонічну будова і тріщинуватість порід, геоморфологічну структуру, гідрогеологічну будову, гідродинамічні і хімічні характеристики підземних вод, прояви екзогенних геологічних процесів, показники властивостей ґрунтів. Інженерно-геологічні розрізи доповнюються таблицями, в яких наводяться дані лабораторних досліджень будівельних властивостей порід,показаних на розрізах, а також хімічний склад і агресивні властивості підземних вод.

Розрізи, як і карти, поділяються за масштабами. Глибина розрізу визначається глибиною досліджень. Розрізи до карти інженерно-геологічних умов орієнтують за головним напрямкам мінливості. На розрізах показують ті ж геологічні тіла, що і на картах. Інженерно-геологічні розрізи, побудовані за матеріалами попередньої розвідки, складають систему. Відстані між розрізами відповідають параметрам регулярної сітки. На розрізах показують МГТ-2. і приводять оцінки середніх значень класифікаційних показників (вимога для проведення попередніх розрахунків основ). Монопородна геологічне тіло першого рівня (МГТ-1) (відповідно до класифікації геологічних тіл при інженерно-геологічних дослідженнях) є частиною стратиграфо-генетичного комплексу. Критерії виділення МГТ-1 можна встановити, спираючись на положення теорії просторової мінливості геологічних параметрів. Поділяються МГТ-1 на монопородні геологічні тіла другого рівня (МГТ-2). Основні вимоги, що пред'являються до МГТ-2, стосуються обмежень, що накладаються на їх властивості. Геологічні тіла категорії МГТ-2 поділяються на монопородні геологічні тіла третього рівня (МГТ-3). Нормативними документами передбачено вибір нормативних значень характеристик міцності і деформаційних характеристик за класифікаційними показниками порід, що визначає віднесення геологічного тіла до конкретного МГТ-2, і за показниками їх стану.

За результатами детальної інженерно-геологічної розвідки розрізи складають за розрахунковими перетинами, осями і контурами споруди. На

розрізах виділяють МГТ-3 і дають для них оцінки середніх значень показників стисливості або міцності (в залежності від схеми розрахунку підстави). За даними статистичної обробки показників властивостей складають формалізовані інженерно-геологічні розрізи, на яких показують межі зон сфери взаємодії і виділяють інженерно-геологічні елементи. Формалізовані інженерно-геологічні розрізи слід розглядати як основу розрахункової схеми. В даний час існують комп'ютерні програми побудови формалізованих інженерно-геологічних розрізів.

Перед початком побудови розрізу необхідно вибрати основну лінію розрізу, яку проводять в хрест простягання основних структур, через найвищу точку для більшої зручності орієнтування. Далі слід відобразити топографічний профіль. Тут важливо проаналізувати коливання рельєфу місцевості, визначення його середньої висоти, проведення горизонтальної лінії на цій висоті. При відсутності таких даних відбудовувати рельєф не треба.

Потім проводять нанесення всіх ліній свердловин, позначаючи штрихами розподіл інженерно-геологічних шарів і елементів по вертикалі. Наступною дією є зображення меж залягання однакових ґрунтів і проведення графічної інтерполяції отриманих даних в окремо взятих точках. На розрізі окремо вказують глибину залягання окремих шарів і порід.

Всі інженерно-геологічні шари виділяють з урахуванням віку, походження, текстурної-структурних особливостей, фізичного стану і номенклатурного виду. Істотною, важливою інформацією є ще й особливості залягання даних ґрунтів, а також всі геоморфологічні і фізико-геологічні явища, процеси, елементи тектоніки, що відбуваються на даній території.

Існуючі програмні комплекси дозволяють спочатку внести абсолютну позначку свердловини, діаметр і дату буріння, а також глибину свердловини. Потім виходячи з літологічних особливостей та лабораторних даних виділяються інженерно-геологічні елементи (ІГЕ) на підставі фізико-механічних властивостей ґрунтів, тобто спочатку розраховуються інженерно-

геологічні елементи (ІГЕ), і виділяються шари по ІГЕ по кожній геологічної свердловині. Завантажуються дані по лабораторних пробах, рівню ґрунтових вод і стандартному хімічному аналізу води.

14.1 Використання пакету AutoCAD для побудови інженерно-геологічних розрізів. Можливості пакету.

Пакет програм AutoCAD являє собою прикладну систему автоматизації креслярських робіт (АКР). Прикладні системи АКР є дуже потужним інструментальним засобом. Швидкість і легкість, з якими можуть бути виконані підготовка і модифікація креслення з використанням обчислювальної системи, забезпечують суттєву економію часу порівняно з «ручним» кресленням.

Система AutoCAD має великий набір графічних примітивів [57]. *Примітив* являє собою такий графічний елемент, як лінія, коло, текстова стрічка і т.п. Щоб вибрати примітив слід ввести команду (з клавіатури, з екранного меню), вказавши його параметри. Інші функції системи AutoCAD дають можливість різними способами модифікувати креслення. Примітиви можна витирати, пересилати або копіювати з метою формування фрагментів, які повторюються. У більшості випадків після команди вимагається задати деякі специфікації. Система AutoCAD видає підказки, що вказують на тип тієї інформації, яка повинна бути введена.

Креслення в системі AutoCAD - це файл з інформацією, яка описує графічне зображення, він може бути будь-якого розміру. В ньому можуть бути задані будь-які одиниці вимірювання, і він точно відповідає кресленню, виконаному на папері. Тобто, графічні примітиви на кресленні (такі елементи, як лінії, кола, текст, тощо) позиціонуються в межах файлу креслення точно в тих місцях, в яких вони були б на папері.

В якості одиниці вимірювання у кресленні може бути прийнята будь-яка така одиниця, яка в даному випадку вимагається. Це можуть бути дюйми, фути, сантиметри. Коли креслення виводиться з допомогою графопобудовача, можна вказати масштабний коефіцієнт, щоб кожна

одиниця відображала точно той розмір, який потрібно.

Для визначення місцезнаходження точок на кресленні використовується Декартова система координат. Точка (0,0) звичайно розташовується в нижньому лівому кутку креслення.

Для збільшення або стиснення видимого образу креслення може бути виконана зміна масштабу зображення на екрані відповідно в бік великого або дрібного плану. Масштабний коефіцієнт системи AutoCAD складає близько десяти трильйонів до одного, тобто є більш ніж адекватним для більшості застосувань.

Панелі інструментів та меню AutoCAD.

Використання системного меню. З самого верху екрану знаходиться рядок заголовка, аналогічний рядку заголовка будь-кого Windows додатка (в ній знаходиться ім'я програми, в нашому випадку — AutoCAD, і ім'я поточного креслення), а відразу під нею — рядок системного меню, що складається з наступних випадних меню:

• File — меню, призначене для відкриття і збереження нових і існуючих креслень, друку, експорту файлів в інші формати, виконання деяких інших загальних файлових операцій, а також виходу з системи;

• Edit — меню редагування частин робочої зони;

•View — меню, яке містить команди управління екраном, панорамування, перемикання режимів простору аркуша і простору моделі, установки точки зору, видалення невидимих ліній, зафарбовування, тонування, управління параметрами дисплея;

• Insert — меню, що містить команди вставки блоків, зовнішніх посилань і об'єктів інших додатків;

• Format — це меню забезпечує роботу з шарами, кольором, типом і товщиною ліній, управлінням стилем тексту, розмірами, стилем мультиліній, установкою меж креслення і одиниць вимірювання;

• Tools — меню містить засоби управління системою, включає установку параметрів креслення і прив'язок за допомогою діалогових вікон, забезпечує роботу з призначеною для користувача системою координат;

• Draw — меню містить команди викреслювання на екрані графічних примітивів;

• Dimension — містить команди проставляння і управління параметрами розмірів на поточному кресленні;

• Modify — включає команди внесення змін в об'єкти поточного креслення;

• Window — стандартне Windows меню, що містить функції управління і сортування відкритих креслень;

• Help — містить могутню систему гіпертекстової допомоги.

Windows-стандарт на всі додатки передбачає три варіанти реакції системи на вибір того або іншого пункту меню. Кожному з цих варіантів відповідають позначення і написи пункту меню (назва пункту меню без будь-яких інших позначень – сприймається як команда на виконання; три точки після назви – означає, що після вибору цієї команди з’явиться діалогове вікно для детального вибору команди; стрілочка означає наявність списку підкоманд.

Використання контекстних меню. Контекстні меню забезпечують швидкий доступ до опцій, доступним для поточної задачі або команди. Наприклад, якщо ви виконуєте задачу проставлення розмірів, контекстне меню відображає групу опцій проставлення розмірів або підкоманд, типу опцій для зміни розташування розмірного тексту або ступені точності.

Існує п'ять основних видів контекстних меню:

• Контекстне меню режиму редагування. Відкривається після вибору будь-якого об'єкту (ніяка команда не активна) і натиснення правої кнопки миші. Для деяких функцій високого рівня, наприклад розмірності, контекстне меню покаже об’єктно-визначені інструментальні засоби редагування.

• Контекстне меню за умовчанням. Відкривається після натиснення правої кнопки миші в області креслення (ніяка команда не активна, об'єкти не виділені).

• Контекстне меню діалогового режиму. Відкривається по натисненні правої кнопки миші на панелі діалогового вікна або режиму діалогу.

• Контекстне меню командного режиму. Відкривається по натисненні правої кнопки миші при активній команді. В меню відображаються опції для цієї команди.

• Службові контекстні меню. Відкривається після натиснення правої кнопки миші в командному рядку (показує список з останніх семи команд).

Використання панелей інструментів. Панелі інструментів дозволяють виконувати команди AutoCAD простим клацанням миші на вибраній піктограмі. Панелі інструментів можуть бути: плаваючими (float) і закріпленими (dock) з фіксованим місцерозташуванням. Плаваючі панелі можуть переміщатися по графічному полю і міняти розмір, а закріплені не можуть змінювати розмір і перекривати графічне поле. Плаваюча панель може бути закріпленою — для цього потрібно перенести її за межі графічного поля, закріплена панель стає плаваючою, якщо її перемістити в межі графічного поля. У AutoCAD існує більше 20 різних панелей інструментів [58]. При першому завантаженні системи на екрані присутні всього чотири — Standard (стандартна), Object Properties (властивості об'єктів). Draw (малювання) і Modify (редагування). При необхідності користувач може не тільки викликати на екран інші панелі інструментів, але і приховувати, модифікувати, створювати нові або взагалі видаляти їх із системи.

На деяких командних кнопках стандартної панелі в нижньому правому кутку є невеликі трикутні стрілки. Це означає, що такі кнопки відповідають кільком командам. Якщо навести на таку піктограму мишу і, натискуючи ліву клавішу, утримувати її якийсь час, то з'явиться панель інструментів, що називається Toolbar Flyout (виносна панель), що містить різні варіанти

виконання вибраної команди. Продовжуючи утримувати кнопку миші, слід провести вказівником-стрілкою через кнопки до потрібної.

При відпусканні кнопки миші, запускається на виконання відповідна вибраній кнопці команда. Виносні панелі володіють цікавою властивістю: вибрана на них кнопка замінює попередню на основній панелі. Це дуже зручно при необхідності кілька разів користуватися однією і тією ж кнопкою.

Призначення основних панелей інструментів.

Dimension – панель інструментів нанесення розмірів на креслення.

Object Snap – панель інструментів об’єктної прив’язки елементів креслень.

Solids – панель інструментів створення твердотілих тримірних моделей.

Surfaces – панель інструментів створення поверхневих тримірних моделей.

UCS – для роботи з системами координат.

Введення команд. Команди є найважливішими елементами графічного користувацького інтерфейсу AutoCAD, оскільки всі зміни в системі відбуваються в результаті виконання тієї або іншої команди. В AutoCAD існує близько 800 команд [58]. Для більшості додатків Windows стандартним способом введення команди є маніпуляція з системним або контекстним меню. В AutoCAD існує декілька можливостей введення різних команд через застосовування:

• системного меню;

• контекстних меню;

• панелі інструментів;

• командного рядка.

Незалежно від методу завдання всі команди завжди відображаються у командному рядку, який починається із зарезервованого слова Command.

Одиниці вимірювання AutoCAD. Відстані між точками на кресленні вимірюються в умовних одиницях. Конкретний формат представлення розмірів (дюйми, фути, сантиметри, міліметри і ін.) не має значення для

AutoCAD. Інакше кажучи, при створенні об'єктів у кресленні AutoCAD вимірює всі відстані у відносних одиницях. Відповідність між умовними одиницями AutoCAD і конкретною системою (метровою, дюймовою і т.п.) встановлюється вибором формату уявлення. В AutoCAD немає масштабу в звичному розумінні конструктора: створюючи масштабне креслення на кульмані, конструктор вимушений перераховувати реальні розміри залежно від співвідношення формату листу і розмірів виробу, якими визначаються масштаб. В AutoCAD конструктор задає всі відстані і координати в реальних одиницях (масштаб 1:1).

Системи координат, дво- і тримірний простір. Для побудови і відображення креслень AutoCAD використовує двомірну і тримірну системи координат. Для створення креслень, як правило, використовується двомірний простір (скорочено 2D простір), але досить часто, наприклад, у будівельних кресленнях, використовується тримірна система координат (3D простір).

Всі звичайні команди малювання об’єктів (наприклад, команди малювання лінії, кола, еліпса, прямокутника.) використовуються в AutoCAD як в 2D, так і в 3D просторі. При застосуванні цих команд для побудови тримірних об’єктів використовується поворот площини координат. На екрані поточне розміщення системи координат відображається за допомогою UCS-ікони.

Абсолютні, відносні та кутові координати. Всі об’єкти та точки у AutoCAD відображаються у абсолютних координатах. Відлік абсолютних координат починається від лівого нижнього кута поля графіки. Координати задаються в командному рядку через кому. Порядок завдання координат такий: X, Y, Z.

Для побудови точки в двомірному просторі достатньо задати абсолютні координати по осях X та Y.

*Введення координат та відображення значень координат.*У AutoCAD введення координат можливе у вигляді абсолютних і відносних координат.

Введення абсолютних координат можливе в наступних форматах:

• прямокутних (декартових) координат (X, Y);

• полярних координат г < А, де г — радіус, а А — кут від попередньої точки, заданий в градусах проти годинникової стрілки.

AutoCAD використовує *три формати відображення координат.*

1. Динамічні абсолютні координати — абсолютні координати, що показують поточне положення графічного курсора на полі креслення, тобто в системі координат креслення.

2. Статичні абсолютні координати — абсолютні координати, що змінюються тільки у момент завдання нової точки побудови. Індикатор координат в рядку стану при цьому приглушений.

3. Динамічні полярні координати — полярні координати, що показують поточне положення курсора на полі креслення . Цей формат включається після завдання початкової точки в процесі обробки команди побудови.

Поняття об'єкту. Об'єктом в AutoCAD називають окремо створену неділиму фігуру, яку можна відмітити за допомогою команди Select Object. Так об'єктом можна вважати лінію, коло, сектор, вбудований в креслення блок, тощо.

Всі креслення, створені в AutoCAD, складаються з об'єктів. Зміни, які проводяться в малюнках, здійснюються за допомогою зміни окремих об'єктів креслення. В разі, коли об'єкт складний (наприклад, вбудований в креслення блок), для проведення змін його розбивають на окремі частини-об'єкти.

Об'єктами також можуть служити тексти, штриховки та розмірні лінії.

Графічні примітиви являють собою завчасно визначені елементи, які можна помістити в креслення за допомогою однієї команди. Система AutoCAD підтримує наступні типи графічних примітивів: *лінії, текст, форми, дуги, точки, атрибути, блоки, тіла, траси, кола, ламані.*

Лінії, дуги та кола можуть викреслюватися з використанням різних штрих-пунктирних ліній. *Текстові фрагменти* можна викреслювати *з* використанням різних шрифтів, будь-якого розміру, орієнтованими під будь-яким кутом. Крім цього, можна задавати типи шрифту тексту з

використанням дзеркального відображення, нахилів або коефіцієнта горизонтального розтягування або стискання символів тексту.

Траси являють собою суцільні лінії будь-якої вказаної товщини.

Форми - це невеликі об'єкти, які можна визначати за межами системи AutoCAD і вставляти в креслення в задану точку із заданим кутом і заданим масштабом.

Блоки являють собою складені об'єкти, сформовані з груп інших об'єктів.

Атрибути можуть забезпечувати різною текстовою інформацією кожний з екземплярів блока.

Ламані - це з'єднані між собою сегменти ліній і дуг із заданими факультативно типами штрих-пунктирів, товщиною і конусністю.

Вставка креслень дозволяє розглядати вже існуюче, побудоване в середовищі системи AutoCAD креслення (що зберігається в довгочасній пам'яті на диску) як блок і вставляти його в те креслення, над яким в даний момент виконується робота.

Графічні примітиви AutoCad.

Побудова точки. Точка - це самостійний графічний об'єкт, який не має довжини, ширини та глибини. При нанесенні точки на креслення, її розмір визначається товщиною графопобудувача. Положення точок на кресленні визначається введеними з клавіатури координатами або вказується за допомогою курсору.

Побудова лінії. Найбільша кількість основних принципів малювання об'єктів в AutoCAD міститься в команді малювання прямих відрізків Line. Для викреслювання відрізку необхідно задати координати початкової та кінцевої точок. Після вводу з клавіатури (або вибору команди Line з верхнього меню Draw, або натиснення відповідної кнопки панелі інструментів) існує декілька шляхів завдання координат:

- вказати точки за допомогою курсору на екрані;
- ввести координати точок з клавіатури;

- вказати координати початкової точки і задати довжину та кут нахилу відрізка.

Побудова променя. Промінь з окремим випадком відрізка, один чи обидва кінці якого йдуть у безкінечність. Використовується в основному, як допоміжна лінія. Побудова променя здійснюється командами Xline (для спрямування двох його кінців у безкінечність) або Ray (для спрямування у безкінечність одного кінця).

Побудова кола. Для викреслювання кола служить команда Circle, яка надає наступні методи його побудови:

- За заданими координатам центра кола (Center point) та радіусом (Radius).
- За двома точками, розміщеним на протилежних кінцях діаметра - 2P;
- За трьома точками, розміщеним на колі - 3P;
- За двома дотичними до кола та радіусом кола - TTR.

Координати точок вводять з клавіатури або вказують на екрані за допомогою графічного курсору.

Побудова смуг. Для викреслювання подвійних паралельних ліній (смуг) з заданою відстанню між ними служить команда Trace. В команді Trace відрізки задаються аналогічно заданню відрізків команди Line. Єдина різниця між цими командами полягає в тому, що в команді Trace необхідно задати ширину траси. Ширину можна задати в командному рядку за допомогою клавіатури або вказати як відстань між двома точками на кресленні. Якщо у відповідь на запит значення ширини траси ввести координати, програма видасть допоміжний запит To point (до точки), що дозволить задати другу точку, яка закінчить визначення траси.

Побудова правильних багатокутників. Для побудови правильних багатокутників використовується команда Polygon. Фактично, за допомогою цієї команди будується замкнута полілінія з нульовою товщиною сторони. Кількість сторін в побудованому багатокутнику може бути в межах від 3 до 1024.

Поняття Polyline. Polyline (в перекладі полілінія) - це лінія, складена з декількох трас. Для побудови Polyline в двомірному просторі використовується команда Pline, в тримірному просторі - 3dpoly. Полілінії об'єднують в собі деякі властивості команд Line і Trace. На малюнку показані деякі варіанти побудованих поліліній.

Побудова мультиліній. Мультилінії - це об'єкти, які складаються з ряду паралельна ліній. Вони використовуються, починаючи з 13-ї версії AutoCAD. Основною перевагою застосування мультиліній є те, що можна створювати свої стилі мультиліній і використовувати різі типи ліній в одній мультилінії. Для викреслювання мультиліній служить команда Mline.

Сплайни. Сплайн – це згладжена крива, що проходить через задані користувачем опорні точки (крива Безьє). Для побудови сплайну використовується команда Spline. При обробці команди побудови сплайну AutoCAD спочатку запитує координати всіх точок, і тільки потім – положення дотичної (спочатку в початковій точці, а потім в кінці).

Поняття штрихування. *Штрихування* - це заповнення замкнутої області за допомогою стандартних наборів ліній (шаблонів штрихувань). Команда Bhatch дозволяє нанести штрихування в замкнутій області при вказівці точки, розташованої усередині меж області, або при виділенні об'єкту. Межі області при цьому визначаються автоматично. Для виклику цієї команди можна також скористатися кнопкою *Hatch,* розташованою на панелі інструментів *Draw*. Команда Bhatch викликає діалогове вікно *Boundary Hatch and Fill (Штрихування по контуру)*. На вкладці *Hate" (Штрихування по контуру)* задається зразок штрихування: ліва частина вкладки визначає параметри штрихування, а права - заповнювану штрихуванням область. У списку *Type*, що розкривається, визначається тип шаблона. Тут можна вибрати один з варіантів:

• *Predefined (Створений раніше)* - указує на стандартні шаблони, що поставляються разом з AutoCAD;

• *User defined (По типу лінії)* — дозволяє створити власний шаблон штрихування на основі поточного типу лінії,

• *Custom (Призначений для користувача)* - дозволяє використовувати розроблені раніше зразки штрихування і записані у файлі з розширенням PAT.

За допомогою правої частини діалогового вікна *Boundary Hatch* повинні бути задані параметри заповнюваного контура.

1. Кнопка *Pick Points (Вказівка точок)* призначена для вказівки точки усередині об'єкту штрихування. Причому межі об'єкту, а також межі інших об'єктів, розташовані усередині даного об'єкту, розглядаються як межі штрихування.

2. Кнопка *Select-Objects (Вибір об'єктів)* дозволяє відмітити об'єкти, перетин між якими і дасть заповнювану штрихуванням область. Всі заштриховувані контури можуть бути одержані комбінацією методів вказівки точок і вибору об'єктів.

3. Кнопка *Remove Islands (Виключення острівців)* дає можливість при виборі великої кількості об'єктів виключити випадково виниклі області (острівці).

4. Кнопка *View Selections (Проглядання набору)* дозволяє тимчасово покинути вікно *Boundary Hatch,* щоб побачити ще раз, які зони штрихування вибрані.

5. Кнопка *Inherit Properties (Копіювання властивостей)* переносить параметри вже виконаного штрихування на нові об'єкти.

6. У деяких видах штрихування доступний прапорець *Double (Повтор),* який при штрихуванні спочатку заповнює область звичайним способом, а потім повторює основний зразок, але вже під нахилом 90 градусів до початкового варіанту.

7. Велике практичне значення має поле *Composition (Зв'язок з контуром).* Воно задає (режим *Associate)* або прибирає (режим *Nonassociative)* властивість асоціативності штрихування. Якщо штрихування

асоціативне, то воно прив'язується до зовнішнього контуру. В цьому випадку при зміні контуру штрихування автоматично перераховується.

Команда Text. Однорядковий текст (Single Line Text) в AutoCAD є самостійним об'єктом, що складається з рядків символів і характеризується координатами точки вставки, точкою початку, кутом повороту, висотою тексту і стилем зображення.

Для побудови однорядкового тексту використовується команда Text, яка окрім безпосереднього введення з клавіатури може бути викликана з панелі інструментів *Text* за допомогою кнопки *Single Line Text.* Після одного звернення до цієї команди з'являється можливість вводити одну або декілька рядків тексту, спостерігаючи при цьому на екрані символи, що набираються. Після виклику команди задаються початкова точка вставки тексту, висота і кут його нахилу.

Багаторядковий текст. Багаторядковий текст, або мультитекст, - це масив тексту, що складається з текстових рядків і абзаців, вписаних в область, яка задається користувачем. Основна відмінність багаторядкового тексту від розглянутого раніше однорядкового полягає в тому, що в даному випадку весь масив тексту є собою цілісним об'єктом. При цьому, використовуючи спеціальний редактор, можна редагувати кожний його символ окремо від інших. Крім того, для мультитексту доступні традиційні засоби редагування, що дозволяють переміщати, повертати, дзеркально відображати, розтягувати, масштабувати і виконувати інші дії, властиві багатьом об’єктам AutoCAD.

Контрольні запитання

1. Узагальнені і розрахункові показники властивостей гірських порід.

2. На якій підставі показники властивостей гірських порід можна розглядати як випадкові величини?

3. Основні статистичні характеристики, що визначаються при обробці даних експериментального визначення властивостей порід.

4. Нормальний закон розподілу випадкової величини.

Приклади завдань для лабораторних робіт: :

I. Визначити розрахункові показники властивостей гірських порід.

II. Виділити інженерно-геологічні елементи

III. Побудувати інженерно-геологічний розріз з використанням пакету AutoCAD .

Список використаних джерел:

1. Аникеев А.В. Современные методы изучения карста // ЦПНТТО. Совет по карсту и спелеологии. - М., 1987. – С.35.
2. Бондарик Г.К. Основы теории изменчивости инженерно-геологических свойств горных пород. – М., 1971. – С. 271.
3. Газиев Э.Г. и др. Современное состояние инженерной оценки устойчивости скальных откосов // Инженерная геология. – 1984. - №2. – С. 3-16.
4. Григорян С.С. и др. Количественная теория геокриологического прогноза. – М., 1987.
5. Гулакян К.А., Осиюк В.А. Физическое моделирование в инженерной геологии (применительно к проблеме прогнозирования оползней // Гидрогеология, инженерная геология. – М., 1993.
6. ДБН В.1.1-12-2014 Будівництво у сейсмічних районах України +Зміна №1
7. ДБН В.1.1-25-2009 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення.
8. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95) Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація
9. Дятловицкий Л.И. Напряжения в гравитационных плотинах на нескальных основаниях. – Киев, 1959.
10. Задачи механики в гляциологии и геокриологии / Под ред. С.С. Григоряна. – М., 1984.
11. Зенкевич В.С. Метод конечных элементов в технике. – М., 1975.
12. Золотарев Г.С. Калинин Э.В., Минервин А.В. Учебное пособие по инженерной геологии. – М., 1970.
13. Коломенский Е.Н., Харитонов В.Д. Имитационное компьютерное моделирование в инженерной геологии (проблемы и перспективы) //

Геоэкология. Инженерная геология. Гидрогеология. Геокриология. – 1999. - №4. – С. 374-378.

14. Крауч С., Старфилд А. Методы граничных элементов в механике твердого тела. – М., 1987.
15. Кузнецов Г.Н. и др. Изучение проявления горного давления на моделях. – М., 1959.
16. Кузнецов Г.Н. и др. Моделирование проявления горного давления. – Л., 1968.
17. Кутепов В.М. Оценка устойчивости закарстованных территорий. – М., 1986.
18. Лехов А.В. Математическое моделирование карстового процесса в совокупности трещин // Инженерная геология. – 1985. -№5. – С. 61-67.
19. Маслов Н.Н. Прикладная механика грунтов. – М.: Машстройиздат, 1949.
20. Математическая энциклопедия. – Т.4. – М., 1984. Стб. 843-847.
21. Методика инженерно-геологических исследований высоких обвальных и оползневых склонов / Под ред. Г.С. Золотарева, М. Янича. – М., 1980.
22. Методика инженерно-геологических исследований высоких обвальных и оползневых склонов / Под ред. Г.С. Золотарева и М. Янича. – М., 1980.
23. Механика ледников / Под ред. С.С. Григоряна. – М., 1977.
24. Моделирование задач динамики термоупругости и статики поляризационно-оптическим методом / Под ред. Г.Л. Хесина. – М., 1970.
25. Мусхелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. – М., 1966.
26. Покровский Г.И., Федоров И.С. Центробежное моделирование в горном деле. – М., 1969.
27. Проблемы термомеханики грунтов / Под ред. С.С. Григоряна. – М., 1986.

28. Рогозин А.Л. Синергетические модели развития и трансформации опасных геологических процессов в процедуре риск-анализа / Сергеевские чтения. – Вып.2. – М., 2000. – С. 103-109.
29. Розовский Л.Б., Зелинский И.П., Воскобойников В.М. Инженерно-геологические прогнозы и моделирование. – М.:К., 1987.
30. Савин Г.Н. Распределение напряжений вокруг отверстий. – Киев, 1968.
31. Самарсикй А.А. Введение в численные методы. – М., 1982.
32. Сегерлинд Л. Применение метода конечных элементов. – М., 1979.
33. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. – М.: Наука, 1990.
34. Сохранский В.Б. и др. Метод прогнозной оценки экранирующей способности каменной соли в приконтурной зоне подземного резервуара / Геоэкология. Инженерная геология. Гидрогеология. Геокриология. – 2000. - №5. – С. 474-478.
35. Терцаги К. Теория механики грунтов. – М., 1961.
36. Троицкая М.Н. Новый способ расчета откосов и склонов. – М.: Дориздат, 1951.
37. Трофимов В.Т. Генезис просадочности лёссовых пород. – М., 1999.
38. Трумбачев В.Ф., Молодцова А.С. Применение оптического метода для исследования напряженного состояния пород вокруг горных выработок. – М., 1963.
39. Ухов С.Б. Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов. – М., 1973.
40. Ухов С.Б. Скальные основания гидротехнических сооружений. – М., 1975.
41. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. – М., 1989.
42. Фишман Ю.А., Мирошникова Л.С. Опыт разработки и применения инженерно-геологических моделей в практике гидротехнического строительства // Инженерная геология. – 1984. - №5. – С. 24-37.
43. Флорин В.А. Основы механики грунтов. – Л., 1959-1961. – Т.1-2.

44. Хоменко В.П. Карстово-суффозионные процессы и их прогноз. – М., 1986.
45. Хоменко В.П., Коломенский Е.Н. Влияние подземных полостей на состояние вишележащих дисперсных пород // Пром. и гражд. строительство. – 2000. - №8. – С. 39-41.
46. Чугаев Р.Р. Расчет устойчивости земляных откосов по методу плоских поверхностей сдвига грунта. – М.:Л., 1964.
47. Чугаев Р.Р. Расчет устойчивости земляных откосов и бетонных плотин на нескальном основании по методу круглоцилиндрических поверхностей обрушения. – М.:Л., 1963.
48. Шахунянц Г.М. Железнодорожный путь. – М., 1969.
49. Ярг Л.Я. Инженерно-геологическое изучение процессов выветривания. – М., 1987.
50. Ярг Л.Я. Методика инженерно-геологических исследований процесса и коры выветривания. – М., 1991.
51. Baudet C., Hulin J-P., Lallemand P., d'Humieres D. "Lattice-gas automata: a model for the simulation of dispersion phenomena // Phys. Fluids A, 1, (3), March 1989. – P. 507-512.
52. Biot M.A. Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media // J. of Applied Physics. – 1962. – Vol.33. – N4. – P. 1482-1498.
53. Nash D., 1987. A comparative review of limit equilibrium methods of stability analysis.In: Slope stability: geotechnical engineering and geomorphology (Chapter 2). M. G. Anderson and K. S. Richards eds., Wiley edition.
54. R J Chandler Slope stability engineering : developments and applications London : Thomas Telford, ©1991
55. R. Bremond et D. Jeulin. Random Media and lattice gas simulations. Geostatistical Simulations Workshop / Edite par M. Armstrong et P.A. Dowd, Kluwer Academie Publishers – Dordrecht, 1994. – P. 89-105.

56. Verruijt A.,(2006),Soil Mechanics, printed by Civil Engineering University of Technology: Merwehoofd, 127.
57. Miller R., Cannes J. Statistical Analysis in the Geological Sciences. - M., 1965.
58. Autodesk Students Community [Electronic resource] : [Web-site]. – Electronic data. – Autodesk Inc., 2018. – Access mode: http://www.autodesk.com/education/home

Зміст

В С Т У П

I. МЕТОДИ МОДЕЛЮВАННЯ ГЕОЛОГІЧНИХ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ

1. МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ

1.1.Основи інженерно-геологічної схематизації

1.2 Класифікація методів моделювання

1.3 Методи моделювання в інженерній геології

1.4. Математична модель напружено-деформованого стану масиву гірських порід

2. МЕТОДИ РОЗВ'ЯЗАННЯ ЗАДАЧ ЗА ДОПОМОГОЮ МАТЕМАТИЧНОГО МОДЕЛЮВАННЯ

2.1 Аналітичні способи

2.2 Кінцево-різницеві і варіаційно-різницеві методи

2.3 Метод кінцевих елементів

2.4 Метод граничних елементів

3. ФІЗИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ

3.1 Метод еквівалентних матеріалів

3.2. Метод термопластичних матеріалів

3.3. Відцентрове моделювання

4. АНАЛОГОВЕ ТА ІМІТАЦІЙНЕ МОДЕЛЮВАННЯ

4.1. Метод електрогеодинамічних аналогій

4.2. Імітаційне комп'ютерне моделювання

5. ТИПИ МОДЕЛЕЙ МАСИВІВ ГІРСЬКИХ ПОРІД.

II. РОЗРАХУНКИ ОСНОВ СПОРУД

6. ВИДИ НАВАНТАЖЕНЬ, ЩО ВРАХОВУЮТЬСЯ ПРИ РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ СПОРУД

7. РОЗРАХУНКИ ОСНОВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ

8. РОЗРАХУНОК ОСІДАННЯ ОСНОВИ

9. РОЗРАХУНОК ОСНОВИ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ

10.ОСОБЛИВІ ВИПАДКИ РОЗРАХУНКУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ І ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВ

III. МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ СХИЛІВ

11.Поняття про коефіцієнт стійкості

12. Методи, що ґрунтуються на побудові профілю схилу граничної рівноваги

IV. ВИБІР РОЗРАХУНКОВИХ ПОКАЗНИКІВ

13. Показники властивостей гірських порід і випадкові величини

14. Принципи побудови інженерно-геологічних розрізів.

14.1Використання пакету AutoCAD для побудови інженерно-геологічних розрізів. Можливості пакету.

Зміст

В С Т У П …….…….3
I. МЕТОДИ МОДЕЛЮВАННЯ ГЕОЛОГІЧНИХ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ……..……...5
1. МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ…….….……..5
1.1.Основи інженерно-геологічної схематизації…….……5
1.2 Класифікація методів моделювання……11
1.3 Методи моделювання в інженерній геології…….....14
1.4. Математична модель напружено-деформованого стану масиву гірських порід...16
2. МЕТОДИ РОЗВ'ЯЗАННЯ ЗАДАЧ ЗА ДОПОМОГОЮ МАТЕМАТИЧНОГО МОДЕЛЮВАННЯ……23
2.1 Аналітичні способи……..24
2.2 Кінцево-різницеві і варіаційно-різницеві методи …….26
2.3 Метод кінцевих елементів……..28
2.4 Метод граничних елементів……31
3. ФІЗИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ…….34
3.1 Метод еквівалентних матеріалів……34
3.2. Метод термопластичних матеріалів……..36
3.3. Відцентрове моделювання…….……38
4. АНАЛОГОВЕ ТА ІМІТАЦІЙНЕ МОДЕЛЮВАННЯ…….…….40
4.1. Метод електрогеодинамічних аналогій…….……40
4.2. Імітаційне комп'ютерне моделювання…….……..44
5. ТИПИ МОДЕЛЕЙ МАСИВІВ ГІРСЬКИХ ПОРІД…….….…….47
II. РОЗРАХУНКИ ОСНОВ СПОРУД…….….…….55
6. ВИДИ НАВАНТАЖЕНЬ, ЩО ВРАХОВУЮТЬСЯ ПРИ РОЗРАХУНКАХ ОСНОВ СПОРУД…….….……..55
7. РОЗРАХУНКИ ОСНОВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ…….….……57
8. РОЗРАХУНОК ОСІДАННЯ ОСНОВИ……..……59
9. РОЗРАХУНОК ОСНОВИ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ…….….……..69
10.ОСОБЛИВІ ВИПАДКИ РОЗРАХУНКУ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ І ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВ……72
III. МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ СТІЙКОСТІ СХИЛІВ…….77
11.ПОНЯТТЯ ПРО КОЕФІЦІЄНТ СТІЙКОСТІ.....78
12.МЕТОДИ, ЩО ҐРУНТУЮТЬСЯ НА ПОБУДОВІ ПРОФІЛЮ СХИЛУ ГРАНИЧНОЇ РІВНОВАГИ……79

12.1 Методи розрахунку стійкості схилів за відомою поверхнею ковзання……89
IV. ВИБІР РОЗРАХУНКОВИХ ПОКАЗНИКІВ……118
13. Показники властивостей гірських порід і випадкові величини…...118
14. Принципи побудови інженерно-геологічних розрізів……..126
14.1Використання пакету AutoCAD для побудови інженерно-геологічних розрізів. Можливості пакету…….....129
Список використаних джерел:……142