

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ПОЛТАВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА»**

**М.Л. ЗОЦЕНКО, Ю.Л. ВИННИКОВ,
А.М. ЯГОЛЬНИК**

**ОСНОВИ ГІДРОГЕОЛОГІЇ
ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ**

УДК 551.49+624.131.1

З 88

Рецензенти:

Лукін О.Ю., доктор геолого-мінералогічних наук, професор, дійсний член Національної Академії Наук України, професор кафедри буріння та геології Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»;

Деревягіна Н.І., кандидат технічних наук, доцент, завідувач кафедри гідрогеології та інженерної геології Національного технічного університету «Дніпровська політехніка».

*Затверджено науково-методичною радою
Національного університету
«Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
від 20.02.2025 р., протокол №3.*

Відповідальний за випуск: Винников Ю.Л., завідувач кафедри буріння та геології, доктор технічних наук, професор.

З 88 Зоценко М.Л.

Основи гідрогеології та інженерної геології: навч. посібник / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, А.М. Ягольник. – Житомир: ТОВ «Видавничий дім “Бук-Друк”», 2025. – 344 с., іл.: 222, табл.: 47; бібліогр.: 27 назв., видання друге перероблене і доповнене.

ISBN 978-617-560-195-2

Подано основні поняття з гідрогеології та інженерної геології, зокрема, про геологічні та інженерно-геологічні процеси, підземні води, основи ґрунтознавства, інженерно-геологічні та гідрогеологічні дослідження і т.ін. Також вміщено лабораторний практикум з 14 лабораторних і практичних робіт. Для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти за спеціальністю 103 «Науки про Землю».

УДК 551.49+624.131.1

© Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., А.М. Ягольник 2025

© Національний університет імені Юрія Кондратюка, 2025

ISBN 978-617-560-195-2 © ТОВ «Видавничий дім “Бук-Друк”», видання, 2025

ВСТУП

Гідрогеологія – галузь геології, яка досліджує підземні води, їх походження, фізичні властивості, хімічний і газовий склад, поширення в земній корі, а також їх використання та методи охорони від виснаження і забруднення.

Інженерна геологія – галузь геології, що вивчає геологічні умови й динаміку верхніх горизонтів земної кори стосовно інженерного будівництва та господарської діяльності людини. Користуючись методами геології, вона вивчає нашарування, властивості гірських порід (грунтів) і явища, які відбуваються у межах району будівництва.

При цьому застосовується *геологічний* метод досліджень, тобто, метод природно-історичного аналізу для якісної оцінки району. Вважають, що особливості інженерно-геологічних умов району є результатом довготривалої спільної дії внутрішніх і зовнішніх геологічних процесів. В результаті будівництва виникають нові процеси, які називаються *інженерно-геологічними*. Вони проявляються у формі геологічних процесів, але зумовлені результатами інженерної діяльності людини. Для кількісної оцінки різних факторів у інженерній геології користуються *експериментальним і розрахунково-теоретичним* методами.

Слід наголосити, що інженерно-геологічні умови України дуже різноманітні. В її межах можна зустріти прояви цілого ряду складних інженерно-геологічних умов. Значна частина території вкрита лесовими посадочними ґрунтами. Найбільшу товщину вони мають у Запорізькій, Дніпропетровській, Миколаївській і Херсонській областях. Для Керченського півострова характерні ґрунти, здатні до набухання. На півдні й сході поширені підроблюванні території (Кривий Ріг, Донбас).

Для підгірних і гірських районів України (Крим і Карпати) характерні землетруси, зсуви, карсти, суфозія. Рукотворні моря та канали на Дніпрі зумовили виникнення таких інженерно-геологічних процесів, як переробка берегів, підтоплення та затоплення територій.

Навчальний посібник призначено для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти за спеціальністю 103 «Науки про Землю». Також він рекомендований для підготовки здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти за спеціальністю 192 «Будівництво».

В його основу покладено більш ранню, вже достатньо апробовану в навчальному процесі роботу «Зоценко М.Л. Основи гідрогеології та інженерної геології: навч. посібник / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников. – Полтава: НУ «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2023. – 258 с.». Порівняно з нею друге видання доповнено численними ілюстраціями, а також лабораторним практикумом з 14 лабораторних і практичних робіт.

Автори щиро вдячні рецензентам посібника: О.Ю. Лукіну, доктору геолого-мінералогічних наук, професору, дійсному члену Національної Академії Наук України, професору кафедри буріння та геології Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»; Н.І. Деревягіній, кандидатці технічних наук, доценту, завідувачці кафедри гідрогеології та інженерної геології Національного технічного університету «Дніпровська політехніка».

1. ОСНОВНІ ВІДОМОСТІ ПРО ЗЕМЛЮ. МІНЕРАЛИ І ГІРСЬКІ ПОРОДИ

1.1. ЗЕМЛЯ У СВІТОВОМУ ПРОСТОРИ, ЇЇ ПОХОДЖЕННЯ І БУДОВА

Наша планета Земля за формою близька до еліпсоїда обертання, середній діаметр якого – 12742 км, а різниця екваторіального і полярного діаметрів – 43 км. Площа поверхні Землі становить 510 млн. км², а її об'єм – 1 083 204 млн. км³. Середня щільність речовини Землі – 5,52 т/м³.

Земля, а також планети Меркурій, Венера, Марс, Юпітер, Сатурн, Уран, Нептун і Плутон рухаються навколо Сонця по майже колових концентричних орбітах й утворюють разом із ним Сонячну систему. Земля знаходиться від Сонця на відстані 149,5 млн. км (див. рис. 1.1). Теплота і світло Сонця роблять можливим життя на Землі. У той же час Сонце породжує цілий ряд процесів на Землі, які приводять до зміни її поверхні.



Рис. 1.1. Схема Сонячної системи

Слід брати до уваги вплив на Землю та її супутника Місяця. Знаходячись від Землі на відстані 384,4 тис. км, Місяць спричиняє явища припливу і відпливу в океанах та морях. На материках виникають деформації, аналогічні припливам і відпливам, але досить невеликі. Вплив Місяця викликає періодичні зміни нахилу земної осі до площини її орбіти, що приводить до зміни клімату Землі.

Сонячна система обертається навколо центральної частини гігантського скупчення зірок, яке називається Галактикою. У Галактиці налічується понад 100 млрд. зірок, котрі утворюють дископодібну систему. До складу Галактики входять окремі зірки, зоряні скупчення й асоціації, а також планетарні та дифузні туманності, які є хмарами розріджених газів і пилу. Розміри Галактики дуже великі. Світло проходить від одного її кінця до другого за 100 тис. років.

Але Галактика лише острів матерії у світовому просторі. Крім нашої Галактики, налічується більше мільярда подібних утворень, які знаходяться від нас на відстані від одного мільйона до кількох мільярдів світлових років (див. рис. 1.2). Світловий рік – це відстань, котру проходить промінь світла протягом року, вона дорівнює 9500 млрд. км. Таке положення Землі у світовому просторі, матерія якого, постійно змінюючи свою форму, перебуває у вічному русі.

Знання про походження Землі має величезне значення як для вивчення її будови, так і для пояснення тих глибинних процесів, що впливають на її поверхневі частини. Однак і до нинішнього часу цілком достовірно не встановлено, як і з чого утворилася Земля, інші планети, Сонячна система в цілому. Тому наші знання в цьому питанні мають характер науково обґрунтованих припущень – гіпотез. Вчені давно намагаються відкрити таємницю походження Землі.



Рис. 1.2. Галактика

У 1755 р. німецький філософ І. Кант у роботі «Загальна природна історія і теорія неба» дав картину утворення та розвитку Сонячної системи за закономірностями природи. Він вважав, що Сонячна система утворилась із космічної туманності, яка являє собою розсіяну речовину. Цим самим було нанесено удар метафізичному світоглядові.

У 1796 р. французький астроном і математик П. Лаплас у додатку до книги «Викладення системи світу» представив подібну картину утворення Сонячної системи. Він гадав, що існувала розжарена газова туманність, яка оберталася навколо своєї осі. Зі згущення в центрі утворилося Сонце, а із концентричних газових кілець сформувалися планети, серед яких і Земля.

Ці дві гіпотези за їх близькістю пізніше були відомі під назвою *гіпотези Канта-Лапласа*. Згідно з цими даними, Земля після утворення була вогняно-рідким тілом. У процесі наступного безперервного охолодження на її поверхні утворилася тверда оболонка – земна кора, яка начебто плавала по розплавленій речовині.

Гіпотеза Канта-Лапласа була домінуючою до початку ХХ ст., коли чітко визначились її недоліки. Справа в тому, що ця гіпотеза не могла пояснити низку закономірностей, спостережених у Сонячній системі, зокрема розподіл моменту кількості руху (деякі супутники планет обертаються в бік, протилежний загальному рухові).

У 1944 р. О.Ю. Шмідт запропонував нову гіпотезу утворення планет Сонячної системи, а саме: з хмари холодної газопилової матерії, яка оберталася навколо Сонця. Він висловив припущення, що матерія цієї хмари в момент захоплення її Сонцем уже мала певний момент кількості руху. В процесі еволюції матерії хмари в ній утворились тіла з розмірами від пилінки до астероїдів. Об'єднуючись при русі навколо Сонця, ці тіла утворили планети.

О.Ю. Шмідт вважав, що первинно холодна Земля після досягнення певного розміру розігралась за рахунок накопичення теплоти, яка виділялася радіоактивними елементами при розпаді. Цей процес тривав мільярди років і супроводжувався гравітаційною диференціацією речовини. В результаті такого процесу в Землі утворились окремі оболонки. *Гіпотеза О.Ю. Шмідта* пояснює майже всі основні закономірності Сонячної системи.

Значний інтерес викликає *гіпотеза Е.В. Соботовича* (1973). Він звернув увагу на те, що в більшості сучасних гіпотез про утворення Землі вчені виходять із припущення, що вона в початковий період формування складалася з відносно однорідного матеріалу. В цьому матеріалі рівномірно розміщувалися радіоактивні елементи. Але, як показали найновіші дослідження, вміст радіоактивних елементів зменшується з глибиною. Е.В. Соботович вважає, що поблизу хмари з холодної матерії діаметром 1-2 світлових роки стався вибух наднової зірки. Від цього вибуху, при якому була викинута плазма, маса котрої дорівнювала

приблизно десяти Сонцям, частина хмари почала обертатися, перетворюючись на газ (див. рис. 1.3).

Пізніше в центральній частині хмари після її ущільнення утворилося Сонце. На периферії хмари були тверді утворення, зародки планет, у тому числі й Землі. У їх складі переважали метали з незначним вмістом радіоактивних елементів. Під час дальшого розвитку на Землю нашаровувалась речовина, збагачена радіоактивними елементами, що виникла внаслідок вибуху наднової зірки. Так пояснює ця гіпотеза концентрацію радіоактивних елементів у поверхневих частинах Землі. Розігрівання Землі, причиною якого стали радіоактивні процеси, зумовило перехід у розплавлений стан поверхневих частин Землі. У результаті наступного твердіння утворилась земна кора.

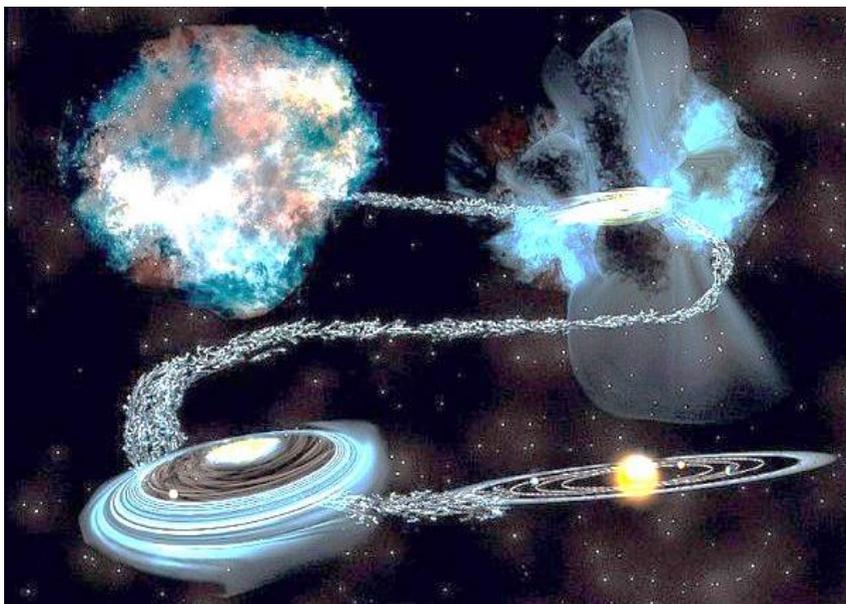


Рис. 1.3. Теорія утворення Сонячної системи та планети Земля

Необхідність вивчення будови Землі й особливо її поверхневих шарів пояснюється тим, що саме з них люди добувають корисні копалини, в тому числі і сировину для будівельних матеріалів. Одночасно вони є основами будівель та споруд.

Відповідно до сучасних поглядів Земля складається з кількох концентричних оболонок. Розрізняють *зовнішні й внутрішні оболонки*.

До *зовнішніх оболонок* належать: атмосфера, гідросфера і біосфера.

Атмосфера – це повітряна оболонка, товщина якої може бути прийнята приблизно 1000 км.

До складу атмосфери входять, %: азот – 78,1, кисень – 21,0 та інші гази – 0,9.

Нижня частина атмосфери (до висоти 8-10 км над полюсами і 16-18 км над екватором) називається *тропосферою*. Тропосфера містить у собі водяну пару й пил, характеризується безперервним переміщенням повітряних мас, тобто вітрами.

Над тропосферою до висоти 80 км знаходиться *стратосфера*, а ще вище – *іоносфера*.

Гідросфера – несучільна водяна оболонка, яка включає воду океанів, морів, озер, річок і підземну воду. Рух води в гідросфері має характер течій та хвилювань.

Біосфера – особлива оболонка, куди входить рослинний і тваринний світ Землі. Вона розташована в атмосфері, гідросфері й земній корі.

До *внутрішніх оболонок* Землі належать: ядро, мантія та кора.

Ядро має радіус 3470 км. Воно поділяється на зовнішнє і внутрішнє. Щільність речовини в ньому дуже висока та досягає в центральній частині 9-11 т/м³ при тисках 0,30-0,35 млн. МПа й температурах не вище ніж 4000°C. Дані про склад цієї речовини дуже неточні. Вважають, що речовина в зовнішньому ядрі перебуває в розплавленому стані, а

внутрішнє ядро тверде. Це підтверджується розрахунками можливості плавлення речовини при відповідних тисках та температурах і тим, що поперечні пружні хвилі, які можуть поширюватися лише в твердих тілах, не проходять крізь ядро.

Мантія – це оболонка, яка оточує ядро; її товщина близько 2900 км. Виділяють нижню і верхню мантії. Щільність речовини мантії коливається від $3,3 \text{ т/м}^3$ на межі із земною корою до $5,6 \text{ т/м}^3$ на межі з ядром. Температури в цих межах підвищуються від 1000 до 2300°C . Речовина мантії перебуває у твердому стані, але у верхній мантії на глибинах 100-200 км під материками і 50-100 км під океанами знаходиться розм'яклий шар, у якому виникають осередки розплавів. Розплавлена речовина піднімається до поверхні, впливаючи безпосередньо на земну кору. Речовина верхньої мантії багата залізом та магнієм (див. рис. 1.4).



Рис. 1.4. Внутрішня будова планети Земля

Кора – поверхнева оболонка Землі, що має середню щільність 2,7 т/м³. Товщина її під дном океанів становить 5-6 км, а в межах материків вона дорівнює в середньому 35 км. У гірських районах товщина земної кори досягає 70 км.

71 % земної кори покрито водою, 29 % займає суша. Температури в земній корі коливаються від 100 °С на глибині 5-6 км до 1000 °С на межі з мантією.

Земна кора відокремлюється від мантії *поверхнею Мохоровичича*. На цій поверхні щільність речовини при переході від земної кори до мантії збільшується стрибкоподібно.

У земній корі виділяють три шари: осадовий, гранітний і базальтовий. Будова земної кори не однакова під океанами й у межах материків. Під океанами *гранітного шару в складі земної кори немає.* Шари земної кори утворені гірськими породами, складовими частинами яких є різні мінерали (див. рис. 1.5).

Процес формування земної кори, пов'язаний з утворенням гірських порід, відбувався протягом усієї геологічної історії.

Земна кора утворена магматичними, осадовими і метаморфічними гірськими породами.

Магматичні породи утворилися в результаті тверднення в товщі земної кори або на її поверхні магми, яка піднімалася із середовищ розплавів у верхній мантії.

Осадові породи утворилися в результаті накопичення продуктів руйнування всіх порід, які раніше існували.

Метаморфічні породи є продуктами видозміни магматичних та осадових порід під впливом високих температур і тисків.

На материках виділяють такі значні площі земної кори, як платформи, складчасті системи й пояси (див. рис. 1.6).



Рис. 1.5. Будова та основні типи Земної кори

Платформи мають складчастий фундамент метаморфічних і магматичних порід, котрі перекриваються відносно молодими осадовими породами.

Головними структурними елементами платформи є щити та плити.

Щити – це ділянки, де породи, що утворюють фундамент, виходять на поверхню або лежать на невеликій глибині.

На ділянках *плит* породи фундаменту значно заглиблені й осадові породи мають велику товщину.

Складчасті системи і пояси характеризуються тим, що на цих площах товщі осадових порід зім'яті в складки, прорізани тріщинами та містять у собі й на поверхні масиви магматичних порід. Це властиво гірським районам. Складчасті системи і пояси утворились в різний час на місці глибоких морських западин внаслідок складних та тривалих процесів

накопичення осадів, зминання їх у складки й загального підняття. Складчасті системи і пояси – це гірські райони (Карпати, Крим, Кавказ тощо).

Платформи – це найстійкіші площі земної кори, а складчасті системи і пояси – найрухоміші. Вчені вважають, що під фундаментами платформ, складчастими системами й поясами на глибинах 5-10 км залягає гранітний шар, а на глибинах 15-20 км – базальтовий. У цих масивах зосереджені основні маси магматичних порід.

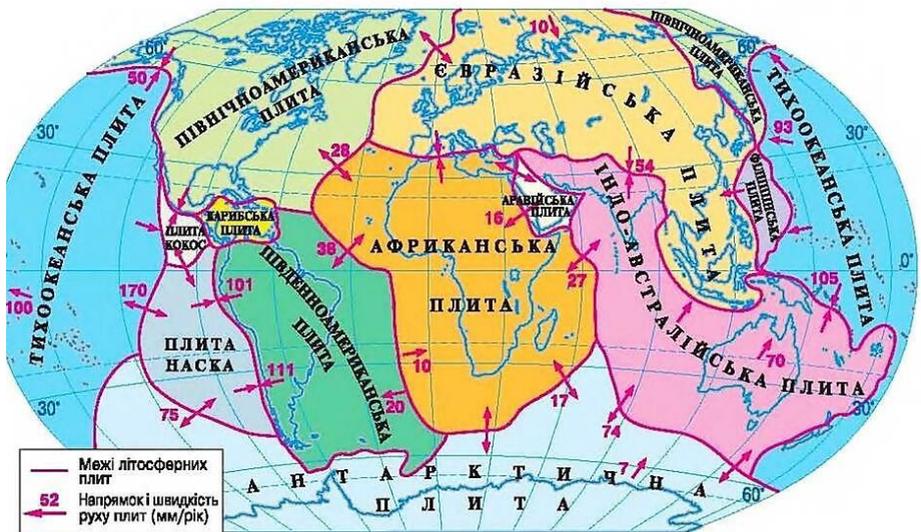


Рис. 1.6. Межі та напрямок руху літосферних плит

Температурний режим земної кори визначається теплою, яку вона одержує від Сонця (зовнішня) і від мантії (внутрішня).

Надходження внутрішньої теплоти однакове як у межах материків, так і океанів.

Зовнішня теплота безпосередньо впливає на земну кору лише в межах материків. *На материках залежно від розподілу температур виділяють три зони, а саме: змінних, постійних температур та зону, в якій температура підвищується з глибиною.*

Зона змінних температур має товщину від 6 м у тропіках до 15-25 м у помірному поясі. До цієї глибини спостерігаються річні коливання температур у гірських породах. Біля поверхні ці коливання досягають 100°C. У цій зоні в помірному поясі є шар, що промерзає взимку, завтовшки до 2,5 м.

Нижче знаходиться *зона постійних температур*, де температура дорівнює середньорічній температурі відповідних географічних пунктів. Наприклад, для Києва вона становить +4,8°C.

Зона температур, що підвищуються з глибиною, зумовлена внутрішньою теплою Землі. Це підвищення має певну закономірність. Глибина, на якій температура підвищується на 1°C, називається *геотермічним ступенем*. Середнє його значення 33 м, але в різних місцях він змінюється від 5 до 150 м.

Особливості розподілу температур у земній корі треба враховувати при розв'язанні практичних завдань, пов'язаних із будівництвом. Вибираючи глибину закладання фундаментів, слід враховувати промерзання порід взимку, а також наявність вічномерзлих порід.

Зокрема, при будівництві складів і сховищ, заглиблених у ґрунт, їх сталий температурний режим неможливо забезпечити без урахування розподілу температур у земній корі.

1.2. МІНЕРАЛИ, ЇХ КЛАСИФІКАЦІЯ І ФІЗИЧНІ ВЛАСТИВОСТІ

Усі гірські породи складаються з мінералів. *Мінерал* – це самородний елемент або природна хімічна сполука, яка має своєрідний комплекс фізико-хімічних властивостей. Відомо понад 2000 мінералів (див. рис. 1.7).

За хімічним складом їх поділяють на 10 класів. Характерні для кожного класу мінерали наведені в таблиці 1.1.

Кількість більшості мінералів невелика, й лише близько 50 із них складають основну масу гірських порід і тому називаються *породотвірними*.

Таблиця 1.1

Класифікація мінералів за хімічним складом

Клас	Група	Мінерал	Хімічний склад	
<i>Силікати</i>	Польові шпати	Плагіоклаз	$\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{SiO}_2$	
		Ортоклаз	$\text{K}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{SiO}_2$	
	Піроксени	Авгіт	$\text{Ca} \cdot \text{Al}_2\text{O}_6$	
		Рогова обманка	Складний	
	Амфіболи	Мусковіт	$\text{K}_2\text{O} \cdot 3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	
		Біотит	$\text{K}_2\text{O} \cdot 6\text{FeO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 6\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	
	Слюди	Хлорити	Олівін	$2\text{FeO} \cdot \text{SiO}_2$
		Глинисті мінерали	Тальк	$4\text{SiO}_2 \cdot 3\text{MgO} \cdot \text{H}_2\text{O}$
	Каолініт		$2\text{H}_2\text{O} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2$	
	Монтморилоніт		Складний	
<i>Оксиди</i>	Кварц		SiO_2	
	Магнетит	Fe_3O_4		
	<i>Гідрооксиди</i>	Опал	$\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$	
Лимоніт		$\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$		
<i>Карбонати</i>	Кальцит	CaCO_3		
	Доломіт	$\text{CaCO}_3 \cdot \text{MgCO}_3$		
<i>Сульфати</i>	Гіпс	$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$		
	Ангідрит	CaSO_4		
<i>Сульфіди</i>	Пірит	FeS_2		
	<i>Фосфати</i>	Апатит	$\text{Ca}_5(\text{F}, \text{Cl})[\text{PO}_4]_3$	
<i>Галоїди</i>		Галіт	NaCl	
	<i>Самородні елементи</i>	Сильвін	KCl	
Графіт		C		
Алмаз		C		
Сірка		S		
Золото		Au		

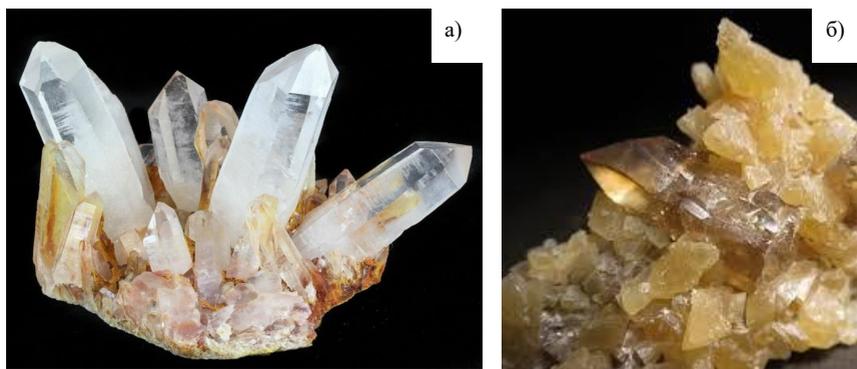


Рис. 1.7 Мінерали: а - кварц; б - кальцит

За умовами утворення мінерали можна поділити на три групи:

- *первинні* – утворені при застиганні магми;
- *вторинні* – утворені внаслідок хімічного та біогенного руйнування первинних мінералів і наступного накопичення продуктів руйнування;
- *видозмінені* – утворені внаслідок перетворення первинних та вторинних мінералів під впливом високих температур і тисків.

Більшість мінералів має *кристалічну будову*, й лише невелика частина – *аморфну* (див. рис. 1.8).

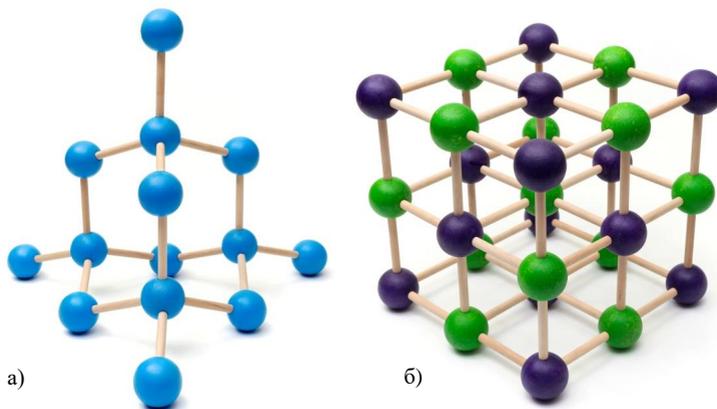


Рис. 1.8 Моделі кристалічних решіток: а - алмаз; б - сіль

У *кристалах* найменші частинки речовини – атоми, іони та молекули – розміщені в певному порядку, утворюючи кристалічні решітки. Кристали звичайно мають форму багатогранників: кубів, октаєдрів, призм й ін. Поверхні, які обмежують кристал, називаються *гранями*; лінії, котрі утворюються перетином граней, – *ребрами*; точки перетину ребер – *вершинами*.

Важливою властивістю кристалів одного й того ж мінералу є однаковість кутів між відповідними гранями. Це дозволяє розрізнити мінерали шляхом вимірювання гранних кутів. При цьому форма граней і їх розміри можуть бути різними. Мінерали у вигляді кристалів правильної форми знаходять рідко. Частіше вони бувають у вигляді кристалічних зерен або суцільних кристалічних мас. Звичайно кристалічні зерна мінералів утворюють полімінеральні породи. Наприклад, граніт складається з кристалічних зерен кварцу, ортоклазу і слюди.

Мономінеральні породи складаються із суцільних кристалічних мас мінералів. Так, мармур утворюється кальцитом.

Головними фізичними властивостями мінералів є колір, блиск, прозорість, злом, спайність, твердість, щільність.

Колір мінералів буває різний. Виділяють світлі і темні мінерали. Колір риски, яку залишає мінерал на неглазурованій порцеляновій пластинці, характеризує колір мінералу у вигляді порошку.

Блиск залежить від здатності мінералу заломлювати та відбивати промені світла. Він буває металевий, скляний, перламутровий, шовковистий, жирний тощо. Мінерали без блиску називаються матовими.

Прозорість – це властивість тонкої пластинки мінералу пропускати світло. Мінерали бувають прозорі, такі, що просвічуються, й непрозорі.

Злом утворюється при розколюванні мінералів і буває раковистий, шорсткий, нерівний, зернистий тощо.

Спайність – це здатність мінералу розколюватися при ударі в одному, двох, трьох, чотирьох чи шести напрямках з утворенням плескатих поверхонь. Розрізняють такі градації спайності: досить досконали, досконали і недосконали. Наприклад, слюда має досить досконали спайність в одному напрямі, оскільки легко роз'єднується на окремі пелюстки. Недосконали спайність мають магнетит, кварц та ін.

Твердість характеризується опором мінералу тискові або різанню. Існує стандартна шкала твердості, яка складається з десяти еталонних мінералів, розміщених у порядку збільшення їх твердості: тальк – 1, гіпс – 2, кальцит – 3, флюорит – 4, апатит – 5, ортоклаз – 6, кварц – 7, топаз – 8, корунд – 9, алмаз – 10. Дряпаючи досліджуваний матеріал еталонним, можна встановити його відносну твердість.

Щільність мінералів визначають у лабораторних умовах. Мінерали зі щільністю до $3,5 \text{ т/м}^3$ належать до групи легких, від $3,5$ до 6 т/м^3 – до важких і більше 6 т/м^3 – до дуже важких.

Особливі властивості притаманні деяким мінералам: подвійне променезаломлення, магнітність, запах, смак, розчинність, горючість тощо.

Розглянуті властивості дають змогу розпізнавати мінерали в польових умовах за допомогою спеціальних *довідкових посібників-визначників*. Користуючись ними, за сукупністю властивостей визначають назву мінералу.

1.3. ГІРСЬКІ ПОРОДИ, ЇХ ПОХОДЖЕННЯ ТА ВІДМІННІ ОЗНАКИ

Гірські породи – це агрегати мінералів. Вони можуть складатися переважно з одного мінералу (мономінеральні) чи з певного співвідношення частин двох і більше мінералів (полімінеральні). Відомо біля 1000 гірських порід.

За походженням (генезисом) їх поділяють на три групи (див. рис. 1.9):

- *магматичні* – утворилися внаслідок застигання магми;
- *осадові* – утворились у верхній частині земної кори внаслідок руйнування інших порід та життєдіяльності рослин і тварин;
- *метаморфічні* – утворилися в результаті наступних змін магматичних й осадових порід під впливом високої температури та тиску .

Відмінними ознаками гірської породи є мінералогічний склад, структура і текстура.

У складі гірських порід переважають мінерали класу силікатів. На їх частку припадає 85 % усіх гірських порід земної кори. Мінералогічний склад визначає лише речовину гірської породи. Умови утворення гірських порід установлюються шляхом вивчення їх структур та текстур.

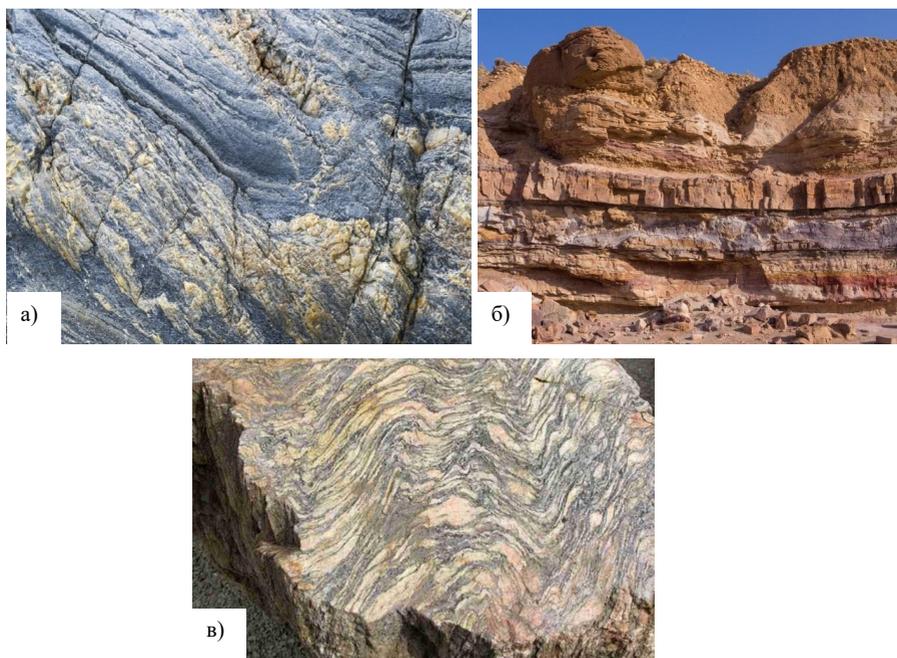
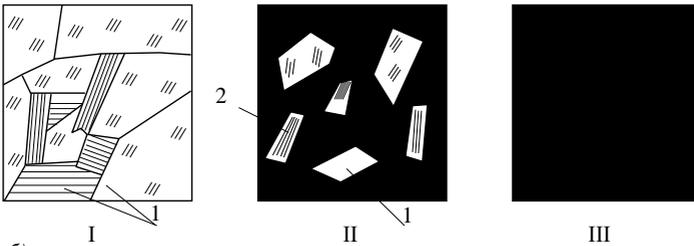


Рис. 1.9. Гірські породи: а - магматичні; б - осадові; в - метаморфічні

Структура характеризує особливості внутрішньої будови гірської породи, зумовлені розмірами, формою, кількісним співвідношенням мінералів, які її складають, а також характером зв'язків між частинами породи (див. рис. 1.10). Структури магматичної породи бувають повнокристалічні (зернисті), напівкристалічні (кристали й аморфна речовина), аморфні (скловатні). Для осадових порід характерні уламкові, брекчієвидні, органогенні, змішані та інші структури.

Текстура характеризує спосіб заповнення простору гірської породи. Вона відображає особливості зовнішньої будови: масивність, шаруватість, пористість тощо, таким чином текстура буває масивна, шарувата, макропориста (див. рис. 1.11).

а)



б)

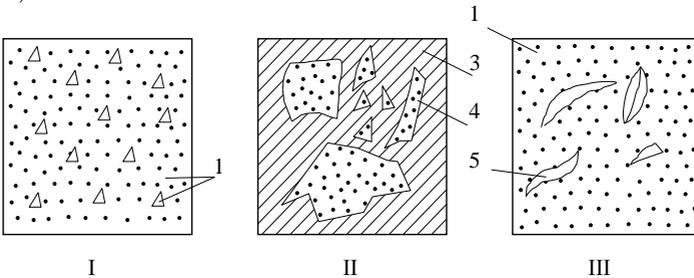


Рис. 1.10. Види структур гірських порід:
а – магматичні породи, I – повнокристалічна, II – напівкристалічна;
III – аморфна; б – осадові породи, I – уламкова (псамітова); II – брекчієвидна;
III – органогенна (фітопелітова), 1 – зерна, 2 – аморфна

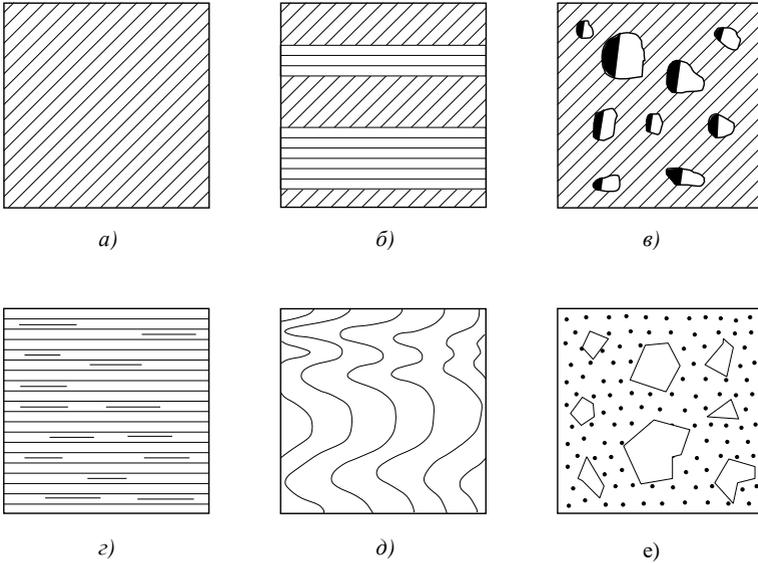


Рис. 1.11. Текстура гірських порід:
а – масивна; б – шарувата; в – макропориста;
г – розсіяна; д – флюїдальна, е – хаотична

При утворенні магматичних гірських порід магма – розплавлена силікатна речовина – надходить у товщу земної кори і на її поверхню з магматичних осередків у верхній мантії. Коли магма не досягає поверхні й твердне на глибині, в товщі земної кори утворюються *глибинні (інтрузивні) магматичні породи*. Якщо магма виливається на поверхню і твердне – утворюються *вилівні (ефузивні) магматичні породи*.

Тверднення магми на глибині відбувається повільно, в умовах великих тисків. Цей процес триває іноді тисячі й мільйони років. За цей час встигають викристалізуватися всі мінерали. Спочатку кристалізуються найбільш тугоплавкі мінерали, а потім мінерали з більш низькою температурою плавлення.

Тверднення магми на невеликій глибині чи на поверхні земної кори відбувається швидко, при низькому тиску. В цих умовах встигають викристалізуватися лише найбільш тугоплавкі мінерали, а решта мінералів твердне, утворюючи мікрокристалічну або аморфну масу. Вилита на поверхню магма зветься *лавою*. З лави бурхливо виділяються гази, що містяться в ній, і спінують її. В результаті застигла лава буває тією чи іншою мірою пористою.

Особливості умов утворення глибинних і виливних порід зумовлюють певну структуру й текстуру цих порід. *Для глибинних порід характерні повнокристалічна структура і масивна текстура, а для виливних порід – порфірова чи аморфна структура та пориста або флюїдальна текстура.*

Залежно від *вмісту в магматичних породах SiO_2* як у вигляді кварцу, так і в складі різних силікатів, вони поділяються на:

- *кислі ($SiO_2 > 65\%$);*
- *середні ($SiO_2 = 52...65\%$);*
- *основні ($SiO_2 = 40...52\%$);*
- *ультраосновні ($SiO_2 < 40\%$).*

У кожній глибинній породі є аналог серед виливних тому, що вони мають однаковий вихідний продукт (магму). Загальні відомості про найголовніші магматичні породи наведені в таблиці 1.2.

Основна маса магматичних порід сконцентрована в гранітному і базальтовому шарах земної кори, які утворились на початку геологічної історії шляхом тривалого процесу виплавлення відносно легкої речовини у верхній мантії та її підняття до поверхні. Але процес утворення магматичних порід відбувався й надалі. Магматичні породи утворювалися під час проникання магми у товщу вже сформованої земної кори або під час виливання її на поверхню. При цьому формувалися *характерні форми залягання магматичних гірських порід: глибинних – батоліти, штоки, лаколіти і жили; виливних – покриви і потоки* (див. рис. 1.12).

Таблиця 1.2

Найголовніші магматичні гірські породи

Поділ за вмістом SiO ₂	Глибинні породи	Виливні породи			Мінеральний склад
		Структура порфірова		Структура аморфна	
		Стародавні	Молоді		
<i>Кислі</i>	Граніт	Кварцовий порфір	Ліпарит	Обсидіан, пемза	Кварц, польовий шпат, біотит, рогова обманка
<i>Середні</i>	Сіеніт	Безкварцовий порфір	Трахіт		Польовий шпат, рогова обманка, іноді біотит
	Діорит	Порфірит	Андезит		Польовий шпат, рогова обманка, іноді авгіт
<i>Основні</i>	Габро	Діабаз	Базальт		Авгіт, рогова обманка, польовий шпат, іноді олівін
<i>Ультра-основні</i>	Перидотит		Пікрит		Олівін, авгіт

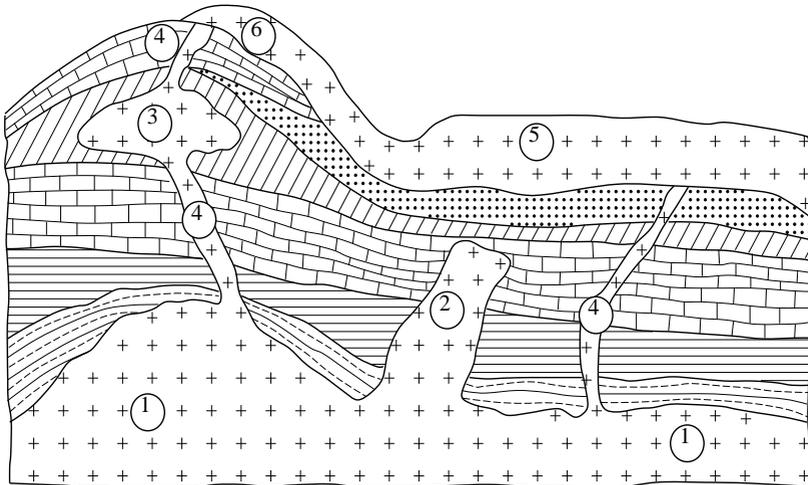


Рис. 1.12. *Форми залягання магматичних гірських порід:*
 1 – батоліти; 2 – штоки; 3 – лаколіти; 4 – жили;
 5 – покриви; 6 – потоки

Батоліти – це величезні магматичні тіла, утворені на значній глибині, які простежуються в горизонтальному напрямі на десятки кілометрів. Вважають, що нижня частина батоліту досягає магматичного осередку.

Штоки – це магматичні тіла, витягнуті у вертикальному напрямі, з розмірами в плані до кількох кілометрів.

Лаколіти – магматичні тіла короваєподібної форми з розмірами в поперечнику від часток до кількох кілометрів. Іноді лаколіти внаслідок руйнування порід навколо них виявляються на поверхні, утворюючи окремі гори.

Жили утворюються в тріщинах порід, куди під тиском потрапляє магма. Товщина жил звичайно не перевищує кількох метрів.

Покриви розміщуються на поверхні земної кори. Товщина покривів коливається від кількох метрів до кількох кілометрів. Покриви займають іноді десятки і сотні тисяч квадратних кілометрів.

Потоки утворюються магмою, яка твердне на схилах.

В умовах природного залягання масиви магматичних порід розділені системою тріщин на окремі брили – відокремленості. *Тріщини* виникають при твердненні магми внаслідок зменшення її об'єму. Кожній магматичній породі властива певна форма відокремленості: у гранітів – матрацовидна, у базальтів – стовпчаста. Крім тріщин відокремленостей, є тріщини деформацій, які виникають під впливом зовнішніх, відносно масиву, сил, наприклад тріщини, що виникають при землетрусах.

Утворення осадових порід пов'язане з процесами вивітрювання та денудації.

Вивітрювання – процес руйнування гірських порід під впливом коливання температур повітря, сонячних променів, води, що замерзає, атмосфери й організмів, а також розчинної дії води.

Продукти вивітрювання не завжди залишаються на місці утворення. Вони переміщуються поверхневими текучими водами, кригою льодовиків, яка рухається, вітром, силою ваги в знижені місця – до підніжжя схилів, у долини та западини, на дно озер, морів і океанів. У понижених місцях продукти вивітрювання накопичуються й ущільнюються, утворюючи осадові гірські породи.

Вивітрювання буває фізичне, хімічне та органічне.

При *фізичному* вивітрюванні, яке спричиняється коливанням температур, механічною дією замерзаючої води, хвилеприпливу, вітру й іншими факторами, гірські породи розпадаються на окремі брили, шматки і мінеральні зерна.

При *хімічному вивітрюванні* гірські породи зазнають більш глибоких змін. У цьому разі утворюються нові мінерали. Хімічне вивітрювання відбувається або як пряме розчинення гірських порід водою, у якій міститься кисень, вуглекислота та інші речовини, або у вигляді різних хімічних реакцій (окислення, карбонізація тощо).

Наприклад, хімічне вивітрювання ортоклазу проходить за такою схемою



Органічне вивітрювання відбувається в результаті життєдіяльності рослинних організмів, які корінням механічно руйнують гірські породи, а різні кислоти, що виділяють організми, спричиняють хімічне перетворення мінералів (див. рис. 1.13).

У пустелях і високогірних районах переважає фізичне вивітрювання. За умов помірного та тропічного клімату фізичне вивітрювання доповнюється хімічним і органічним. Масштаби цих процесів дуже великі. Щороку з материків у моря й океани виноситься близько 5,5 млрд. т

речовин у розчинах і до 30 млрд. т в уламках. Унаслідок накопичення продуктів вивітрювання відбуваються їх ущільнення та цементація (див. рис. 1.14).



Рис. 1.13. Результати фізичного та хімічного вивітрювання

Осадні гірські породи поділяються на уламкові, хімічні й органічні (див. рис. 1.15).

Уламкові породи утворились із продуктів вивітрювання, перенесених і відкладених у вигляді уламків різноманітної величини. Вони можуть бути пухкими та зцементованими різними природними цементами – глиняним, залізистим, вапнистим, кременистим тощо.

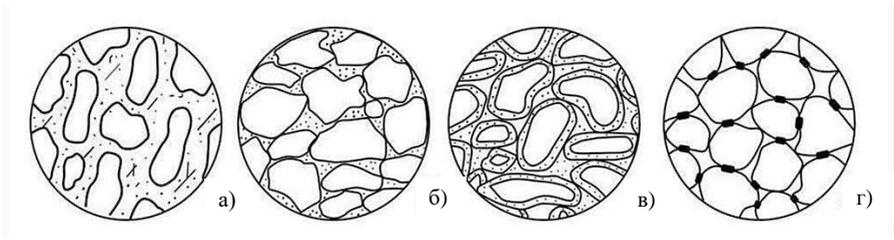


Рис. 1.14. Структури природних цементів:
а - базальний; б - поровий; в - плівковий; г - контактний

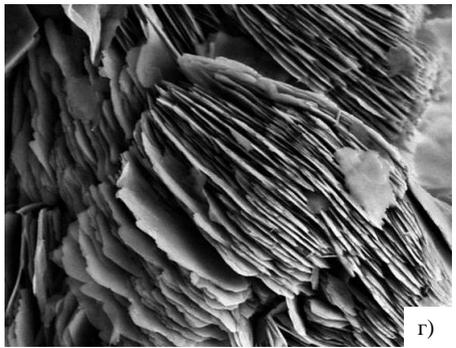
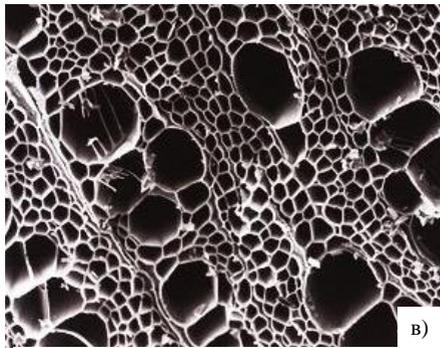
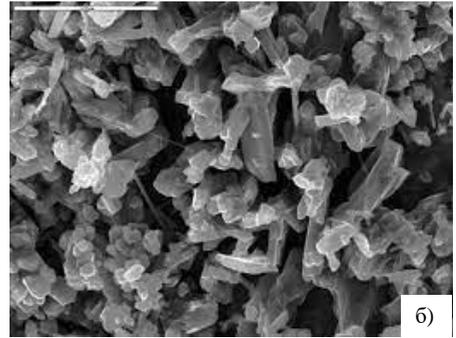
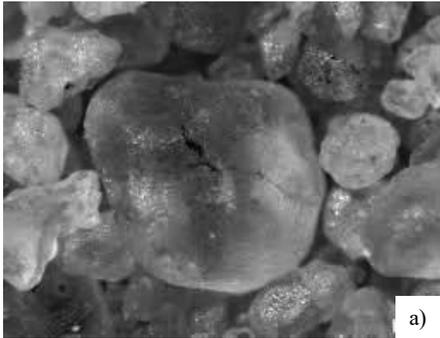


Рис. 1.15. Осадіві гірські породи під мікроскопом:
а - пісок; б - гіпс; в - вугілля; г - глина

Хімічні породи утворилися внаслідок випадання в осад речовин із насичених розчинів при зміні їх параметрів. Ці породи утворюються головним чином у зоні мілкого моря.

Органогенні породи утворилися в результаті життєдіяльності організмів, більшість яких мешкають у воді й засвоюють із неї речовини для утворення черепашок або скелетів і, відмираючи, утворюють товщу гірських порід. Деякі породи цього типу утворені рослинною речовиною як на суші, так і у воді.

Найголовніші осадові породи наведені у таблиці 1.3.

Мінералогічний склад осадових гірських порід визначається умовами їх утворення. Наприклад, в уламкових породах він відповідає мінералогічному складу тієї породи, з якої вони утворились. Багато порід хімічного походження складаються з одного мінералу: гіпсу, ангідриту, кальциту тощо.

Структура осадових порід дуже різноманітна: так, у пісків вона зерниста, у глини – глиняста, у вапняків – кристалічна.

Щодо *текстури*, то більшість осадових порід має шаруватий склад.

Форми залягання осадових порід показано на рис. 1.16. Шари осадових порід в умовах непорушного залягання горизонтальні. Потужність товщі осадових гірських порід у земній корі досягає 15-20 км у геосинкліналях.

Таблиця 1.3

Найголовніші осадові гірські породи

Уламкові		Хімічні	Органогенні
Пухкі	Зцементовані		
Галька	Конгломерат	Гіпс	Вапняк
Гравій	Брекчія	Ангідрит	Доломіт
Щебінь			
Жорства	Піщаник	Кам'яна сіль	Крейда
Пісок			
Супісок			
Суглинок	Амвраліт	Вапняк	Торф
Глина	Аргіліт	–	Вугілля

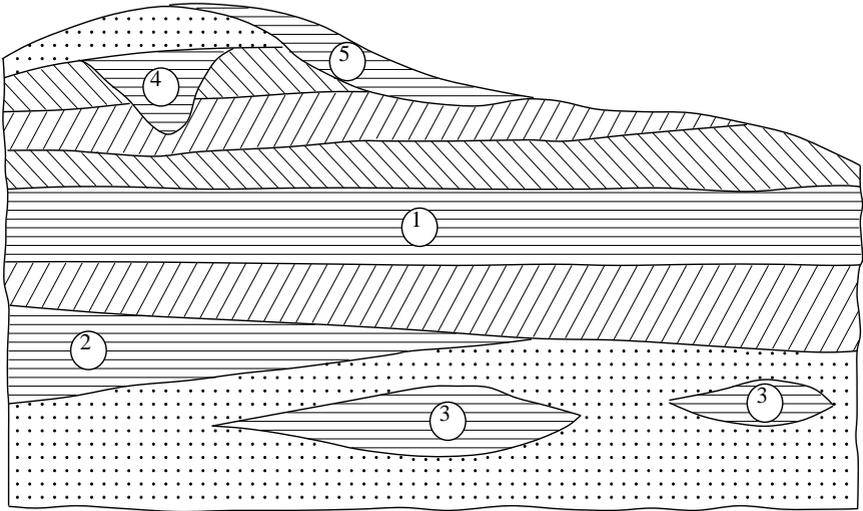


Рис. 1.16. Форми залягання осадових порід:
1 – паралельне нашарування; 2 – виклинювання пласта;
3 – лінзоподібні поклади; 4 – мішок, або карман; 5 – шлейф

Метаморфічні породи утворилися з магматичних й осадових унаслідок їх зміни під впливом високих температур і тиску. Цей процес одержав назву метаморфізму. Відрізняють регіональний, дислокаційний та контактний метаморфізм.

Регіональний метаморфізм розвивається на великій глибині й охоплює значні простори. Цей процес пов'язаний із зануренням окремих ділянок земної кори на значну глибину під вагою осадів, які накопичуються в западинах, або внаслідок рухів земної кори. На глибині вихідні породи під впливом високого тиску і відносно високих температур перекристалізуються, перебуваючи в твердому стані.

Дислокаційний метаморфізм, або динамометаморфізм, відбувається при гороутворенні, коли масиви гірських порід зазнають великого одностороннього стискання, що зумовлює їх перекристалізацію.

Контактовий метаморфізм пояснюється температурним впливом на вміщуючі породи магми, яка проникає в товщу земної кори. Вздовж контакту з магмою вміщуючі породи зазнають плавлення та випалу з наступною їх перекристалізацією. Крім того, на вміщуючі породи впливають хімічно активні речовини, що виділяються з магми.

Мінералогічний склад метаморфічних порід в основному такий же, як і первинних магматичних та осадових. Але є мінерали, котрі зустрічаються лише в метаморфічних породах: кордієрит, дистен, ставроліт, андалузит тощо. Метаморфічні породи звичайно мають *кристалічну структуру*.

Текстура більшості метаморфічних порід сланцювата. Така текстура зумовлена характерним розвитком кристалічних зерен при перекристалізації – довгою віссю в напрямі, перпендикулярному до напрямку переважного тиску. Зустрічаються породи і з масивною текстурою.

Найголовніші метаморфічні породи утворюються так:

– *гнейси* – з магматичних (ортогнейси) й осадових (парагнейси) глинястих порід, мають сланцювату текстуру;

– *філіти* – з глинястих порід, текстура – сланцювата;

– *слюдяні сланці* – з глинястих порід внаслідок глибокої видозміни, текстура – сланцева;

– *мармури* – з вапняків та доломітів, текстура – масивна;

– *кварцити* – з пісків і пісковиків, текстура – масивна.

Метаморфічні гірські породи не мають певних форм залягання, вони визначаються формою залягання тих порід, із яких вони утворились.

1.4. ВІК ГІРСЬКИХ ПОРІД І ШКАЛА ГЕОЛОГІЧНОГО ЧАСУ

Гірські породи утворювались у різний час, протягом усієї геологічної історії. *Спочатку виникли магматичні породи, потім осадові й метаморфічні.*

Кожна гірська порода має певний вік. Дані про вік гірських порід необхідні для систематизації їх відкладень та складання геологічних карт і розрізів. Гірські породи, утворені одночасно у схожих умовах, мають приблизно однакові властивості.

Розрізняють *відносний та абсолютний вік.*

Відносний вік визначають стратиграфічним і палеонтологічним методами.

Стратиграфічний метод дозволяє визначати відносний вік осадових порід у даному місці, в умовах непорушеного залягання. При цьому нижній пласт давніший за той, що знаходиться над ним.

Палеонтологічний метод дає змогу визначити відносний вік осадових порід по закам'янілих рештках стародавніх організмів, які знаходяться в цих породах. Для цього придатні лише ті види викопних організмів, які швидко змінювались у процесі еволюції. Ці організми називаються *керівними копалинами*. Прикладом можуть бути зовнішньо черепашкоподібні молюски-амоніти. Так можна визначити відносний вік як для випадків порушеного залягання осадових порід, так і для випадків, коли ці породи розташовані в різних місцях. Наприклад, наявність певного виду амонітів у товщі осадової породи в Європі та Північній Америці вказує на те, що ці породи утворились одночасно (див. рис. 1.17).

В окремих випадках можна визначати відносний вік магматичних порід. Якщо вмішуюча порода має сліди плавлення, то магматична порода утворилась пізніше, ніж вмішуюча. Якщо таких слідів немає, то раніше утворилась магматична порода.

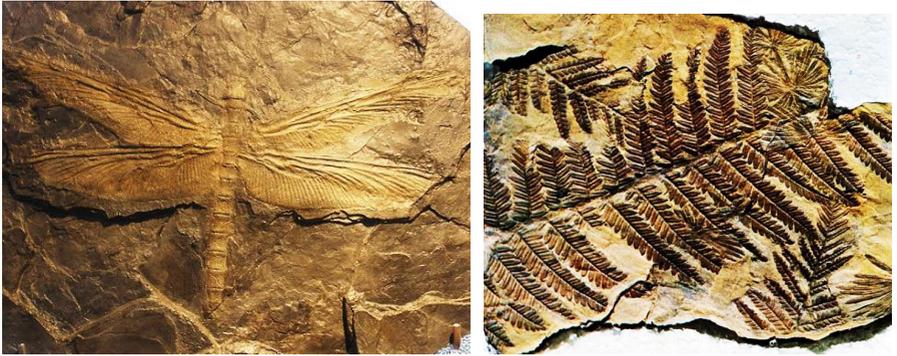


Рис. 1.17. Виконні рештки комах та рослин

Абсолютний вік гірських порід визначають *радіологічними методами*. Найбільш поширений *аргоновий метод*. Ортоклази і слюди містять хімічний елемент калій, у складі якого є близько 0,011% слаборадіоактивного нукліду ^{40}K . Цей нуклід нестійкий.

Продуктом його розпаду (період напіврозпаду ^{40}K дорівнює 1,92 млрд. років) є нуклід ^{40}Ar . Вік гірських порід визначається за відношенням $^{40}\text{Ar}/^{40}\text{K}$. Вміст ^{40}Ar у мінералах і породах визначають спектрометричним методом, вміст ^{40}K – хімічним способом. Установлено, що вік гірських порід дорівнює вікові мінералів, тобто часові їх кристалізації. Винятком є осадові уламкові породи, де мінерали старіші за породу.

Абсолютний вік найдавніших магматичних порід Придніпров'я, визначений аргоновим методом, дорівнює 3,5 млрд. років. Вік Землі як планети – не менше ніж 4,5 млрд. років.

Залежно від відносного та абсолютного віку гірських порід геологічна історія, тривалість якої прийнято вважати 3,5 млрд. років, за часом була розділена на 5 ер. *Товці гірських порід, які утворилися в той час, поділяють на 5 груп.*

Ери ділять на *періоди, групи – на системи, періоди у свою чергу на епохи (з поділом на віки, століття), а системи – на відділи (з поділом на яруси).*

Існують шкали: геохронологічна й стратиграфічна, тобто за часом і за відкладеннями. У сучасному вигляді вони показані в таблиці 1.4. Там же вказані найголовніші етапи геологічної історії.

Таблиця 1.4
Геохронологічна і стратиграфічна шкали геологічної історії Землі

Ера (група)	Вік, млн. років	Період (система)			Найголовніші етапи геологічної історії
		Назва	Тривалість, млн. років	Час початку, млн. років	
<i>Кайнозой- ська</i>	70	Четвертинний (антропогено- вий)	1	1	Поява і розвиток людини. Материкове обледеніння в північній частині Російської та Сибірської платформ
		Неогеновий	24	25	Остаточне формування Альп, Карпат, Кавказу, Копетдагу і Паміру (альпійська складчастість)
		Палеогеновий	45	70	На Тянь-Шані, Алтаї та Саянах з'являються брилеві підняття й опущення. Формується западина оз. Байкал
<i>Мезозойська</i>	155	Крейдяний	70	140	Початок утворення в крейдяному періоді Альп, Карпат, Кавказу, Копетдагу і Паміру. Продовжуються формування платформ. Море на європейській частині країни в крейдяному періоді розташовується вузькою смугою
		Юрський	45	185	
		Тріасовий	40	225	
		Пермський	45	270	

Продовження таблиці 1.4

<i>Палеозойська</i>	345	Кам'яновугільний	50	320	Горотворні процеси супроводжуються інтенсивними укорінюваннями магми в товщу земної кори і виливанням її на поверхню
		Девонський	80	400	
		Силурійський	20	420	
		Ордовицький	60	480	
		Кембрійський	90	570	Інтенсивна діяльність внутрішніх процесів періодично змінюється станом спокою. У кам'яновугільний період море займає всю європейську частину країни. Формування платформ за рахунок геосинклиналей
<i>Протерозойська</i>	1280			1850	Земна кора нестійка. Відбуваються величезні вулканічні виверження (вибухи) й інтенсивні горотворні процеси
<i>Архейська</i>	1650			3500	

Розміщення гірських порід різного віку в земній корі відображають на оглядових, регіональних і детальних геологічних картах. *Геологічні карти* складають за даними геологічної зйомки, які наносять на топографічну основу. Масштаби геологічних карт бувають від 1:5000000 у оглядових до 1:100000 і більше у детальних. Розповсюдження гірських порід або товщ, що утворилися в певний час, позначають за допомогою штрихування та індексів. Геологічні карти доповнюють розрізами й використовують при проведенні інженерно-геологічних досліджень, де вони є вихідними документами та основою для складання інженерно-геологічних карт і розрізів.

2. ГЕОЛОГІЧНІ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ ПРОЦЕСИ

2.1. ЗАГАЛЬНІ ПОНЯТТЯ ПРО ГЕОЛОГІЧНІ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ ПРОЦЕСИ

На поверхні Землі і в її надрах постійно відбуваються процеси, які безперервно змінюють її будову та склад. Ці процеси називаються *геологічними*. Більшість із них проходять дуже повільно порівняно з життям людини і навіть усього людства. Але саме вони протягом мільярдів років історії Землі привели до різких змін у її зовнішньому вигляді та внутрішній будові. Серед геологічних процесів є й такі, які проходять дуже бурхливо та приводять до катастрофічних наслідків. До них можна віднести виверження вулканів, землетруси, раптові обвали, повені тощо. Але ці процеси проявляються порівняно рідко й охоплюють незначні за площею ділянки земної кори, їх роль в історії Землі другорядна (див. рис. 2.1).

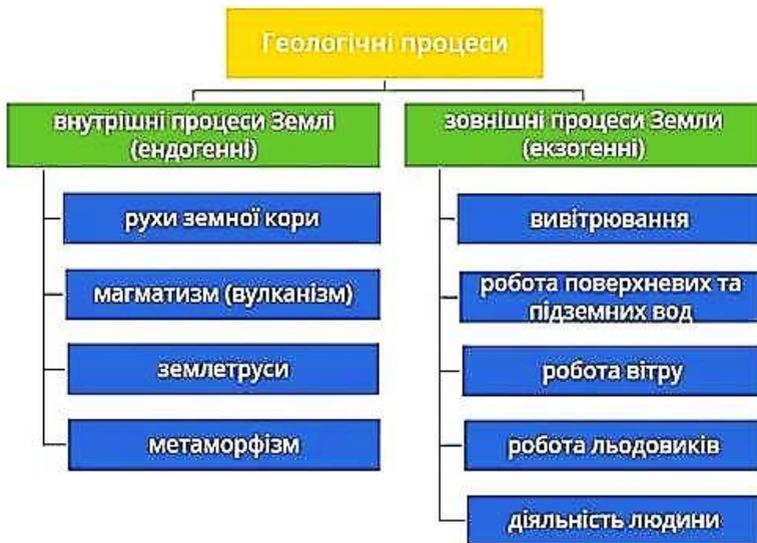


Рис. 2.1. Основні геологічні процеси на Землі

Для зручності вивчення *всі геологічні процеси ділять на внутрішні і зовнішні. Внутрішні процеси* виникають під впливом дії внутрішніх сил Землі на земну кору. *Зовнішні процесії* є наслідком взаємодії земної кори з атмосферою, гідросферою та біосферою. Процеси внутрішньої динаміки Землі – *ендогенні* – проявляються у вигляді тектонічних рухів земної кори, вивержень вулканів, землетрусів. Процеси зовнішньої динаміки Землі – *екзогенні* – поділяють на три групи: вивітрювання; денудація; акумуляція.



Рис. 2.2. Результати процесів вивітрювання на поверхні

Внаслідок *вивітрювання* відбувається руйнування гірських порід і мінералів (див. рис. 2.2). Воно зводиться до механічного дроблення, розпушування та зміни хімічних властивостей під впливом води, кисню, вуглекислого газу і життєдіяльності організмів. Під *денудацією* розуміють сукупність процесів перенесення продуктів вивітрювання з підвищень до знижених ділянок рельєфу за допомогою сили тяжіння, проточних вод, рухомих льодовиків, вітру тощо. *Акумуляція*, або осадонакопичення, – це сума процесів накопичення продуктів руйнування гірських порід. Вона є першою стадією утворення нових осадових гірських порід (див. рис. 2.3).



Рис. 2.3. Денудація та акумуляція

Внутрішні і зовнішні процеси відбуваються одночасно протягом усієї геологічної історії Землі. При цьому в їх діяльності виявляється така загальна закономірність: внутрішні процеси утворюють на поверхні Землі нерівності – гори й западини, а зовнішні – нівелюють ці нерівності, знижують гори та заповнюють западини.

Інженерна геологія вивчає сучасні геологічні процеси, що виникають у зв'язку з інженерною діяльністю людини. Тут розглядають питання про вплив геологічних процесів на інженерні споруди, а також явища зворотного зв'язку – як інженерні споруди можуть спричинити та змінити наявні природні геологічні процеси. Такі процеси називаються інженерно-геологічними. При їх вивченні виявляється характер взаємодії споруд і гірських порід, а також можливі зміни природних обставин.

Нерідко геологічні й інженерно-геологічні процеси відбуваються однаково, але причини їх різні. Ось кілька прикладів зв'язку між геологічними та інженерно-геологічними процесами:

Геологічні процеси

Ущільнення осадових порід під вагою порід, розміщених вище

Зсуви, утворені внаслідок зміни напруженого стану глинистих порід біля підніжжя схилу

Осідання земної поверхні внаслідок суфозійних явищ, що виникають при русі підземних вод на крутих схилах

Псевдокарсти в лесових ґрунтах унаслідок проникнення атмосферних вод

Виходи підземних вод на поверхню у вигляді струмків і джерел

Інженерно-геологічні процеси

Ущільнення ґрунтів під фундаментами споруд

Зсуви, утворені внаслідок навантаження схилу спорудами, розміщеними в його верхній частині

Осідання земної поверхні внаслідок суфозійних явищ, що виникають при відкритому водовідведенні з глибоких котлованів

Утворення порожнин у товщі лесових порід унаслідок витікання води із систем водоводів

Влаштування колодязів та свердловин для використання підземних вод

2.2. РУХИ ЗЕМНОЇ КОРИ ТА ДИСЛОКАЦІЇ

У земній корі постійно відбуваються різні рухи. Якщо причиною рухів є внутрішні сили Землі, їх називають *тектонічними*. Розрізняють три основних типи тектонічних рухів: *коливальні, складчасті та розривні*. Такі рухи відбувалися як у минулому, так і тепер (див. рис. 2.4).

Коливальні рухи охоплюють великі ділянки платформ, складчастих систем та поясів. Вони проявляються в періодичних повільних підняттях і опусканнях земної кори. Наприклад, зараз окремі ділянки Українського щита (Правобережжя Дніпра) піднімаються зі швидкістю 6-8 мм за рік. У той же час пониззя р. Терек опускається на 5-7 мм за рік. Підняття в складчастому поясі Паміру та Тянь-Шаню місцями досягають 50 мм за рік (див. рис. 2.5).



Рис. 2.4. Основні типи тектонічних рухів

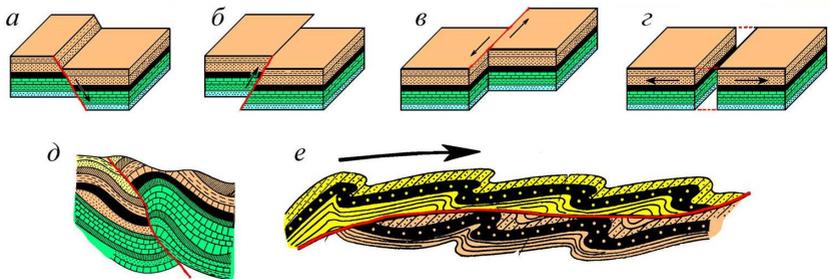


Рис. 2.5. Види рухів: а - скид; б - підкид; в - зсув; г - розрив; д - насув; е - флексура

Про підняття суші можна судити за наявністю хвилеприбійних терас, піднятих над рівнем моря. Наприклад, у районі м. Сухумі до висоти 900 м над рівнем моря є шість терас. Затоплення морем русел річок свідчать про опускання суші.

Коливальні рухи виявляють безпосередньо з допомогою періодичного нівелювання. Високоточне нівелювання по трасі Забайкальської залізниці в 1906 і 1928 рр. засвідчило, що в деяких місцях підняття та опускання

становили від 18 до 38 см. Про коливальні рухи, які відбувалися в минулому, свідчить характерний склад товщі осадових порід. Чергування в ній шарів, утворених на суші і в морі, вказує на підняття й опускання суші, які супроводжувались наступанням та відступанням моря.

Коливальні рухи земної кори визначають характер геологічної діяльності поверхневих текучих вод і моря. Підняття посилює процеси розмивання суші текучими водами, а опускання послаблює (зменшує) їх. Опускання суші веде до активізації процесу руйнування берега хвилями прибою. Зміни висотного положення поверхні суші внаслідок коливальних рухів слід враховувати при проектуванні мостів, гребель, каналів, доріг на березі моря.

Складчасті рухи призводять до утворення складок у товщах осадових гірських порід. Явище повзучості, яке розвивається в гірських породах при тривалому впливі стискуючих сил, сприяє зминанню в складки пластів. Складки утворюють складчасті системи й пояси на значних просторах. Складки бувають двох видів: *антиклінальні (опуклі) та синклінальні (ввігнуті)* (див. рис. 2.6, 2.7).

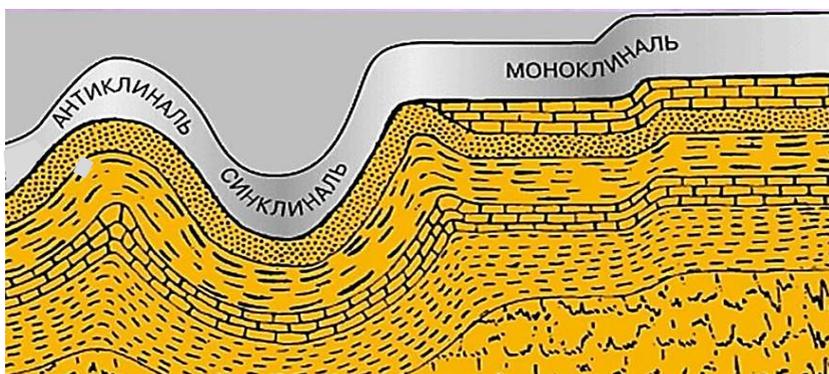


Рис. 2.6. Види складок осадових порід

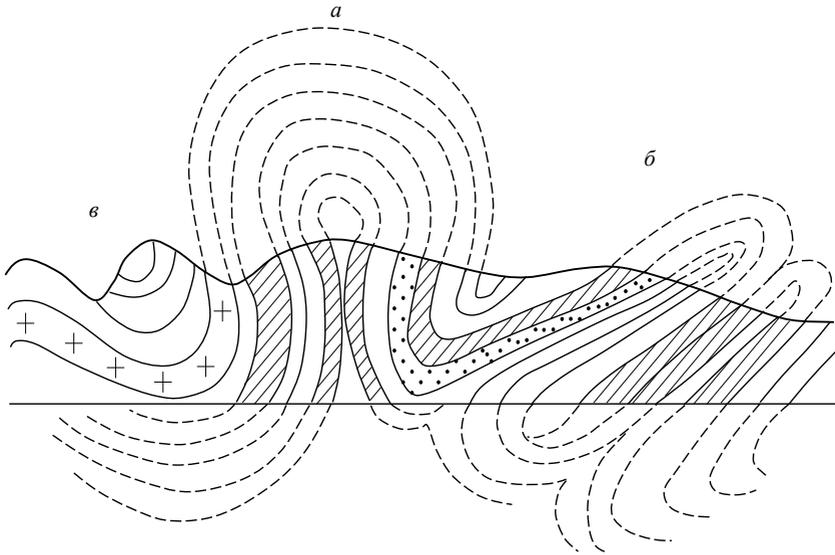


Рис. 2.7. Складки: а – антиклінальна віялоподібна; б – антиклінальна перевернута; в – синклінальна

Розривні рухи утворюють у земній корі глибокі розломи, по яких окремі її ділянки опускаються вниз, утворюючи провалля, а інші піднімаються вгору, утворюючи виступи (див. рис. 2.8). *Провалля одержали назву грабенів, підняття – горстів* (див. рис. 2.9). Наприклад, озеро Байкал є великим грабеном, заповненим водою. Рух масивів гірських порід по вертикалі часто супроводжується зміщеннями, по горизонталі – зсувами.

Складчасті та розривні рухи являють собою горотвірний процес. Багато вчених вважають, що такі рухи виникають у зв'язку з горизонтальним переміщенням великих ділянок земної кори – плит. Цей процес має глобальний характер.

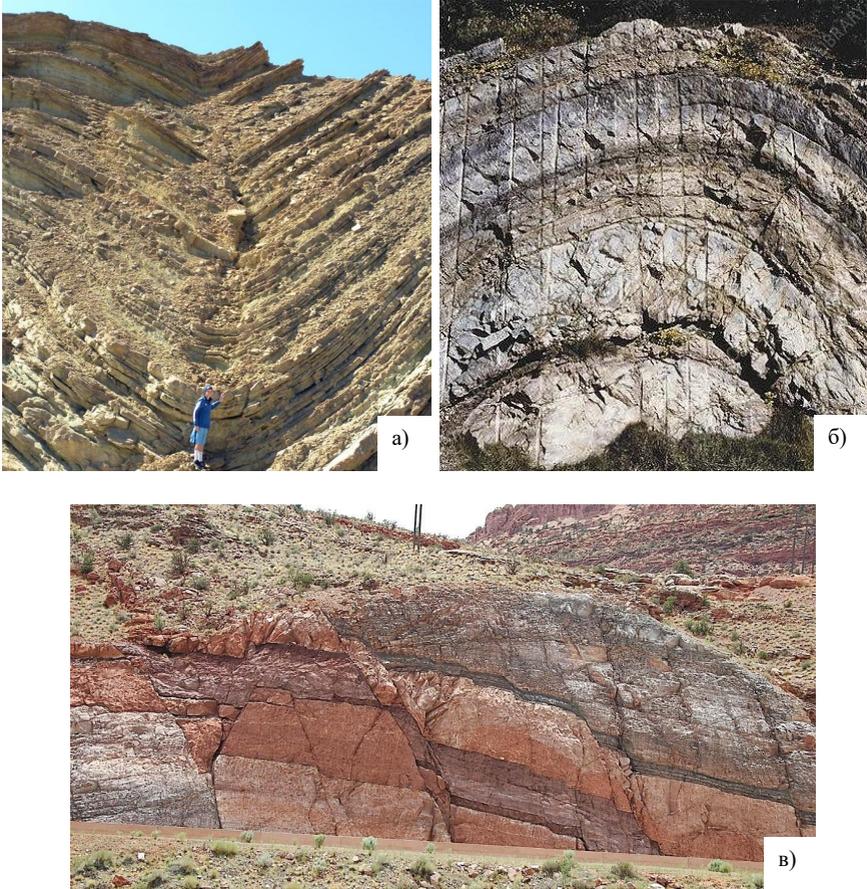


Рис. 2.8. Види складок: а - синкліналь; б - антикліналь; в - зміщення

Унаслідок процесів гороутворення виникають *різноманітні порушення залягання гірських порід, які називаються дислокаціями. Дислокації бувають без розриву суцільності порід (наприклад, складка) та з розривом суцільності (наприклад, горст і грабен).*

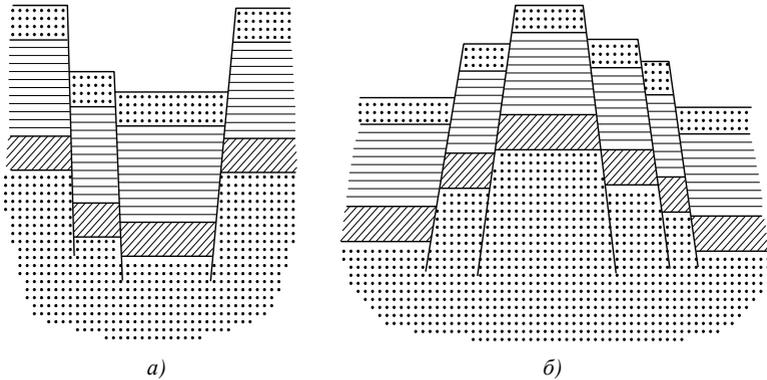


Рис. 2.9. Дислокації, що виникають під час розривних рухів земної кори: а – грабен; б – горст

Наявність дислокацій на ділянці будівництва створює своєрідні умови проведення робіт. Так, у верхній частині антиклінальні породи розбиті тріщинами в процесі гороутворення. Тому вони швидко руйнуються. Нерідко в місцях давніх антикліналей зустрічаються поглиблення, утворені внаслідок руйнування та винесення ослабленої породи. Навпаки, в нижній частині синкліналі (мульді) породи напружені за рахунок стискуючих напруг. При розробленні таких порід часто трапляються раптові обвали стійких на перший погляд схилів і навіть викид уламків. Наявність дислокацій значно ускладнює інженерно-геологічні умови майданчиків. Доводиться робити фундаменти однієї споруди на різних ґрунтах, що може спричинити нерівномірні деформації. Похиле залягання пластів гірських порід спричиняє небезпеку утворення зсувів.

Просторове положення пласта визначається елементами залягання: азимутами ліній простягання й падіння та кутом падіння (див. рис. 2.10). *Простягання пласта* характеризує лінія, що утворюється при перетині площини пласта з горизонтальною площиною. *Падіння пласта* визначає

лінія, проведена в площині пласта перпендикулярно до лінії простягання.
Кут падіння пласта – це кут між площиною пласта і горизонтом.

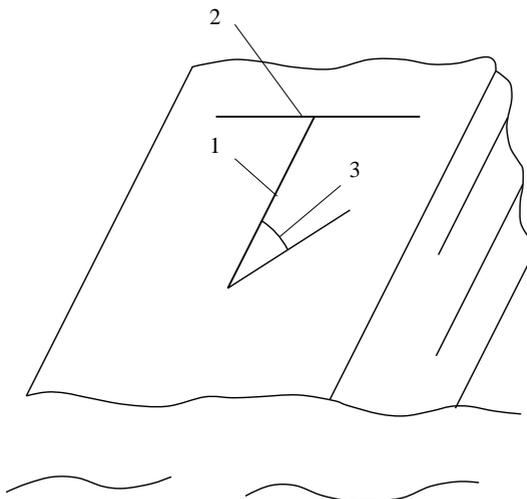


Рис. 2.10. Елементи залягання похилих пластів:
1 – лінія падіння; 2 – лінія простягання; 3 – кут падіння

Для визначення елементів залягання пласта під час геологічної зйомки застосовують гірський компас. Він відрізняється від звичайного тим, що має градусний поділ лімба, направлений проти годинникової стрілки. Для визначення азимута лінії падіння його встановлюють у горизонтальне положення південною стороною до лінії простягання. Відлік проти північного кінця магнітної стрілки дає азимут лінії падіння. Лінія простягання має два азимуту. Кут падіння визначається за допомогою виска, який є в гірському компасі. Кінцеві виміри елементів залягання пласта можуть мати такий вигляд: пз 234°, 21°. Із запису випливає, що пласт має кут падіння на південний захід, а його площина розташовується відносно горизонту під кутом 21°. Щоб визначити азимут простягання, досить додати або відняти 90 ° від азимута падіння.

2.3. МАГМАТИЗМ І ВУЛКАНИ

Процеси проникання магми в товщу земної кори з осередків розплавів у верхній частині мантії називаються *магматизмом*. Він буває глибинним і поверхневим (див. утворення магматичних порід). Поверхневий магматизм виявляється в діяльності вулканів. *Вулканом* називається місце прориву магми на поверхню земної кори (див. рис. 2.11).



Рис. 2.11. Фотографії діючих вулканів

Найчастіше магма надходить на поверхню по трубоподібних каналах. У цьому випадку продукти виверження утворюють конусоподібні гори з кратерами на вершинах. Це центрально-кратерні вулкани. При виверженні таких вулканів спостерігається викид газів, попелу, уламкового матеріалу, а також виверження лави. Вулкани діють періодично з інтервалом від кількох місяців до кількох сотень років. Нерідко виверження вулкана супроводжується землетрусом (див. рис. 2.12).

Вулкани умовно поділяють на діючі та згаслі. На Землі відомо 624 діючих (із них 78 підводних) і до 4000 згаслих вулканів. Багато вулканів – 67 діючих (із них 2 підводних) – знаходиться на Камчатці й Курильських островах. Найбільшим діючим із них є Ключевська Сопка висотою 4810 м. Вважають, що конус цього вулкана утворився внаслідок 700 вибухів. При

виверженні в 1945 р. було викинуто $0,6 \text{ км}^3$ попелу, який покрив $2/3$ території Камчатки шаром у 4 см. Виверження закінчилось виливанням лави. Відбуваються і більш грандіозні виверження. При виверженні вулкана Катмай (Аляска) в 1912 р. було викинуто в атмосферу до 20 км^3 попелу та уламкового матеріалу. При виверженні вулкана Кракатау (Індонезія) об'єм попелу та уламкового матеріалу досягав 80 км^3 .

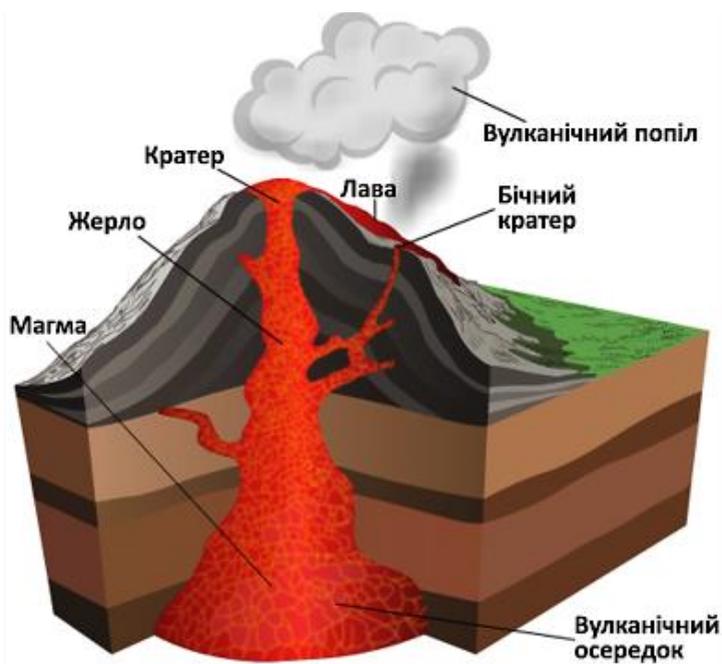


Рис. 2.12. Схема утворення вулкану

Інший характер вивержень мають вулкани тріщинного типу. Виверження таких вулканів тепер відбувається рідко. У 1783 р. в Ісландії з тріщини довжиною 24 км вилилося 12 км^3 лави. Потоки цієї лави розлилися по площі 550 км^2 . При цьому один із потоків мав довжину 40 км. У геологічному минулому таких вулканів було багато.

На ранніх етапах геологічної історії діяли вулкани площинного типу. Під час їх виверження наближена до поверхні магма поглинала гірські породи земної кори, утворюючи розплави на величезних площах. Вважають, що покрив Деканського нагір'я в Індії площею 500 тис. км², а також покриви Якутії утворилися саме так.

Більшість сучасних вулканів територіально віднесені до двох основних поясів тектонічної активності, які охоплюють усю земну кулю: Тихоокеанського та Середземноморсько-Індонезійського.

2.4. ЗЕМЛЕТРУСИ

Двигіння окремих ділянок земної кори називають *землетрусами*. Вони відомі і як сейсмічні явища. При сильних землетрусах будинки та споруди пошкоджуються, а іноді й зовсім руйнуються, що часто спричиняє загибель людей. Під час землетрусів у містах Токіо і Йогогама (Японія) в 1923 р. були повністю чи частково зруйновані та дуже пошкоджені близько 500 тис. будівель, загинуло майже 140 тис. чоловік і більше 100 тис. чоловік отримали поранення. Зміщення поверхні Землі досягали 4 м у горизонтальному та 1,5 м у вертикальному напрямках. Відбулися значні вертикальні зміщення дна бухти Сагамі, внаслідок чого виникла морська хвиля заввишки 12 м, яка ринула на берег. Такі хвилі називають *цунамі* (див.рис. 2.13).

Як і вулкани, землетруси пов'язані переважно з Середземноморсько-Індонезійським і Тихоокеанським поясами. Величезні сейсмічні райони – Карпати, Крим, Кавказ, Середня Азія та ін. Відомі сильні землетруси в містах Алмати (1887 р.), Шемасі (1902 р.), Ашгабаті (1948 р.), Ташкенті (1966 р.), Газлі (1976 р.), Вірменії (1988 р.), Таджикистані (1989 р.) (див. рис.2.14).



Рис. 2.13. Наслідки землетрусу

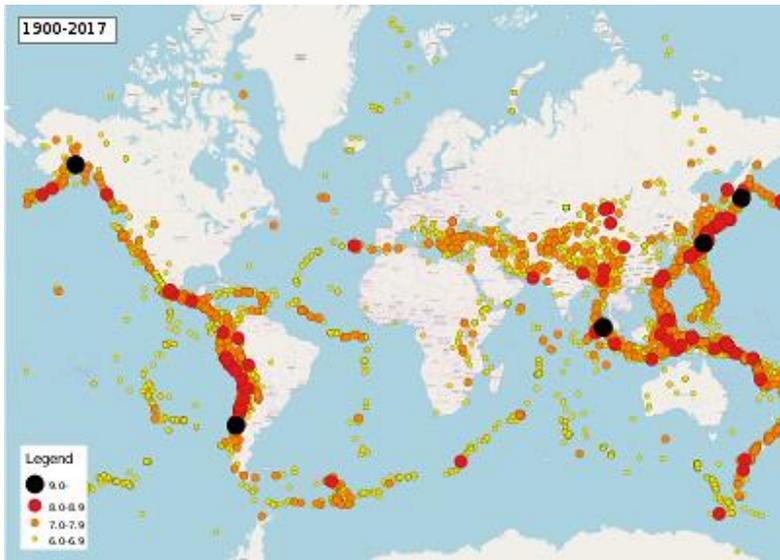


Рис. 2.14. Карта вулканічної активності

За походженням землетруси поділяють на денудаційні, вулканічні та тектонічні. Денудаційні і вулканічні землетруси мають місцеве значення. Денудаційні землетруси виникають при обвалі склепінь пустот у верхніх шарах земної кори й при обвалах у горах, а вулканічні – при виверженні магми. Переважна більшість землетрусів тектонічного походження. Вони часто мають катастрофічний характер. Виникнення цих землетрусів пов'язане з деформаціями зсуву та розтягання в масивах гірських порід земної кори і речовини у верхній частині мантії під час тектонічних рухів. Коли напруга й деформації досягають критичних значень, відбувається руйнування масиву, яке супроводжується ударами маси порід або речовини мантії. Осередок землетрусу знаходиться на деякій глибині і називається *гіпоцентром*, а ділянка на поверхні, розташована над ним, – *епіцентром* (див. рис. 2.15).



Рис. 2.15. Схема поширення землетрусу

Залежно від глибини гіпоцентра виділяють поверхневі (до 50 км), проміжні (50-300 км), глибокофокусні (більше ніж 300 км) землетруси.

Унаслідок удару в гіпоцентрі виникають пружні сейсмічні хвилі двох типів: поздовжні та поперечні. Ці хвилі поширюються від гіпоцентра в усіх

напрямах і передають енергію удару в навколишнє середовище. Поширення сейсмічних хвиль відбувається із затуханням амплітуди їх коливань. При сильних землетрусах сейсмічні хвилі проходять крізь усю земну кулю.

Поздовжні хвилі характерні тим, що коливання частинок середовища, через яке вони проходять, відбувається в напрямі поширення хвилі. Це хвилі згущення та розрідження (див. рис. 2.16, а). Вони розповсюджуються як у твердому, так і в рідкому середовищі. *Поперечні хвилі* – це хвилі зсуву. Тут коливання частинок відбуваються у напрямі, перпендикулярному до напрямку поширення хвилі (див. рис. 2.16, б). Поперечні хвилі поширюються лише в твердому середовищі, тобто в середовищі, яке чинить опір зсуву. Через розплави й воду ці хвилі не проходять.

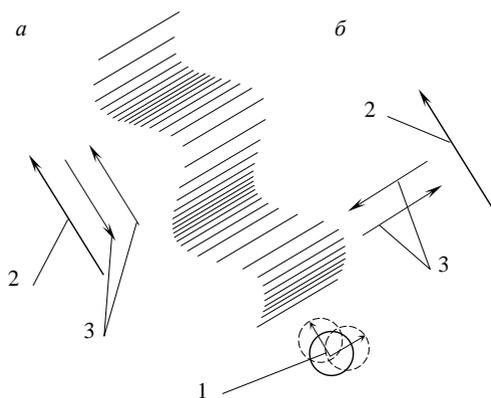
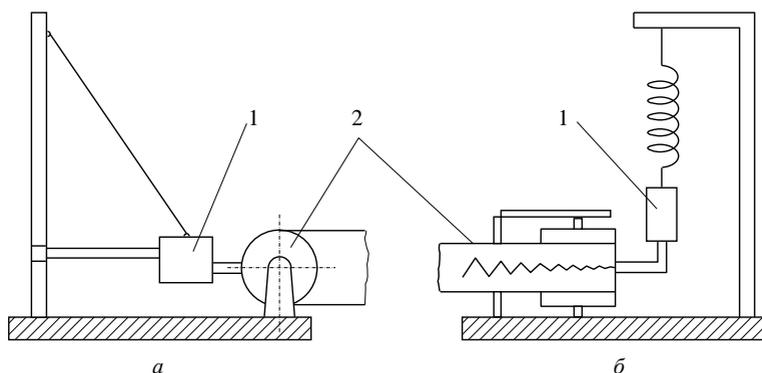


Рис. 2.16. Схема утворення сейсмічних хвиль:
а – поздовжніх; б – поперечних; 1 – осередок землетрусу;
2 – напрям поширення хвилі; 3 – напрям коливання частинок

Поздовжні та поперечні хвилі при переході з одного середовища в інше заломлюються і відбиваються. Цю властивість сейсмічних хвиль використовують для вивчення будови глибоких надр Землі. Внаслідок взаємодії поздовжніх та поперечних хвиль біля поверхні землі виникають

поверхневі хвилі, які поширюються по поверхні, утворюючи вали й западини певної висоти. швидкість поверхневих хвиль найменша.

Землетруси реєструють *сейсмографами*, які бувають двох типів: для реєстрації вертикальних і горизонтальних коливань (див. рис. 2.17). На сейсмостанції встановлюють 3 сейсмографи: два реєструють горизонтальні коливання, один – вертикальні. Сейсмографи, що реєструють горизонтальні коливання, встановлюють так, щоб маятник одного з них коливався в меридіональному напрямі, а другий – у широтному.



**Рис. 2.17. Принципові схеми сейсмографів для реєстрації коливань:
а – горизонтальних; б – вертикальних; 1 – маятник;
2 – запилючий пристрій**

Записані на світлочутливий папір коливання маятника при землетрусі називаються *сейсмограмою*. Сейсмограма дозволяє за різницею в часі приходу поздовжніх та поперечних хвиль визначити відстань до епіцентра. Коли відстань до епіцентра відома на кількох сейсмостанціях, то його положення визначають *методом засічок*. Сила землетрусу в гіпоцентрі характеризується магнітудою, а його інтенсивність на поверхні (сейсмічність) оцінюють в балах.

Інтенсивність, I , магнітуда, M , землетрусу, бали, і глибина гіпоцентру, h , км, зв'язані виразом

$$I = 1,5M - 3,5 \cdot \lg h + 3. \quad (2.1)$$

Енергія землетрусу в гіпоцентрі, Дж, від якої залежить його сила, може бути визначена за формулою

$$E = \pi^2 \rho v (A/T)^2, \quad (2.2)$$

де ρ – щільність земної кори; v – швидкість поширення сейсмічних хвиль; A – амплітуда коливань, T – період коливань.

Енергія найслабших землетрусів, які можуть бути зареєстровані сейсмографами, дорівнює 103 Дж, а найсильніших – 1019 Дж. У цьому інтервалі й була складена шкала землетрусів за силою, яка оцінюється магнітудою (див. табл. 2.1). Інтенсивність землетрусів визначають за 12-бальною шкалою залежно від величини зміщення пружного сферичного маятника в сейсмометрі системи С.В. Медведева чи сейсмічного прискорення, що виникає в породах, які складають основи будівель

$$\alpha = A4\pi^2 / T^2. \quad (2.3)$$

Таблиця 2.1

Магнітуда землетрусів залежно від енергії землетрусу в гіпоцентрі

Енергія землетрусу в гіпоцентрі Е, Дж	Логарифм енергії	Магнітуда	Енергія землетрусу в гіпоцентрі Е, Дж	Логарифм енергії	Магнітуда
10^3	3	1	10^{13}	13	6
10^5	5	2	10^{15}	15	7
10^7	7	3	10^{17}	17	8
10^9	9	4	10^{19}	19	9
10^{11}	11	5			

У таблиці 2.2 наведено характеристику пошкоджень будівель і споруд під час землетрусів.

На основі матеріалів вивчення землетрусів складають сейсмічні карти. За допомогою сейсмічних карт можна одержати дані про сейсмічність пункту, який нас цікавить, у балах. Отримані таким чином значення сейсмічності уточнюються з урахуванням геологічної будови і гідрологічних умов конкретного майданчика. Уточнення роблять за допомогою карт сейсмічного мікрорайонування.

Поруч з Україною є зона Вранча - сейсмоактивна зона, що розташована на ділянці стикування Південних та Східних Карпат у повіті Вранча, Румунія (див. рис. 2.18). Максимальна магнітуда землетрусів у цій сейсмоактивній зоні досягала 8,0 балів. Осередки землетрусів розташовані в консолідованій корі, а також мантиї на глибинах від 80 до 190 км. Завдяки великим глибинам і магнітудам, землетруси зони Вранча проявляються на величезній території: від Греції на півдні до Фінляндії на півночі. У XX ст. в зоні Вранча сталося 30 землетрусів з магнітудою 6,5 і вище.



Рис. 2.18. Зона Вранча на карті

Таблиця 2.2

Характеристика пошкоджень будівель залежно від магнітуди землетрусів

Інтенсивність, бали	Зміщення сферичного маятника, мм	Прискорення, см/с ²	Характеристика пошкоджень будівель і споруд	Примітка
6	1,1-2	25-50	У багатьох будинках легкі пошкодження. В деяких будинках груп А, Б і В значні пошкодження. В окремих випадках тонкі тріщини на дорогах	
7	2,1-4	50-100	У більшості будівель групи А значні пошкодження і в окремих – зруйнування. У більшості будівель груп Б і В легкі пошкодження й у окремих – значні. У багатьох будинках групи Г легкі пошкодження і в деяких – значні пошкодження. В окремих випадках зсуви на крутих схилах насипів доріг, тріщини на дорогах і руйнування стиків трубопроводів. Пошкодження кам'яних огорож	Група А – одноповерхові будинки зі стінами з рваного каменю, цегли-сирцю, саману
8	4,1-8	100-200	У багатьох будинках групи А зруйнування й в окремих – обвали. В більшості будівель груп Б і В значні пошкодження, а в окремих – зруйнування. Більшість будинків групи Г має легкі пошкодження і в багатьох – значні пошкодження. Невеликі зсуви на крутих укосах виїмок і насипів доріг. Окремі випадки розриву стиків трубопроводів. Пам'ятники й статуї зрушуються. Кам'яні огорожі руйнуються	Група Б – цегляні та кам'яні будинки Група В – блочні та великопанельні будинки
9	8,1-16	200-400	У багатьох будинках групи А обвали. У багатьох будинках груп Б і В зруйнування, а в окремих – обвали. В багатьох будинках групи Г значні пошкодження й в окремих – зруйнування. В окремих випадках скривлення залізничних рейок і пошкодження насипів доріг. Багато тріщин на дорогах. Розриви та пошкодження трубопроводів. Пам'ятники й статуї перекидаються. Більшість труб і башт руйнується	Група Г – дерев'яні будинки

2.5. ВИВІТРЮВАННЯ ТА ЕЛЮВІАЛЬНІ ВІДКЛАДИ

Продукти вивітрювання, які залишилися на місці їх утворення, називаються *елювієм*, або *елювіальними відкладами*. важливою властивістю цих відкладів є те, що вони залягають на тій породі, з котрої вони утворились. найчастіше зустрічається елювій магматичних, метаморфічних і скельного типу осадових порід. елювіальна товща (кора вивітрювання) має потужність від часток метра до кількох десятків метрів. склад елювію досить різноманітний та зумовлений як видом корінної породи, так і характером вивітрювання. якщо корінна порода магматична й переважає фізичне вивітрювання, то елювій буде складатися з піску, жорстви, щебеню та великих уламків. коли переважає хімічне вивітрювання, то елювій, що залишився на тій же корінній породі, буде представлений глинястими породами з уключенням уламкового матеріалу (див. рис. 2.19).

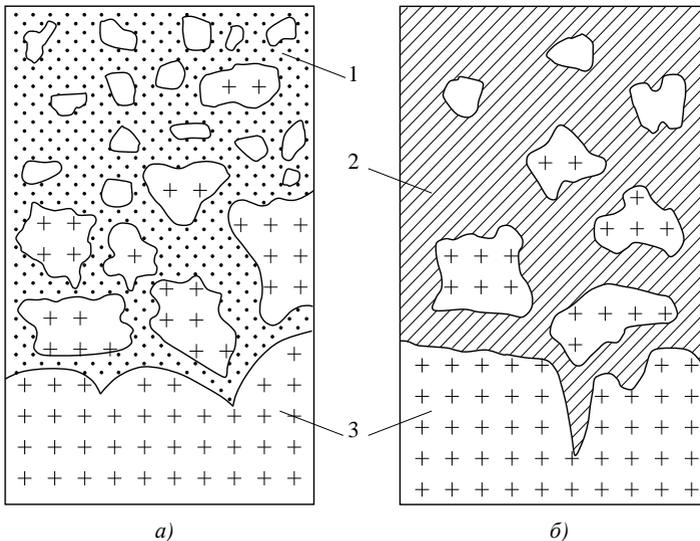


Рис. 2.19. Елювій при вивітрюванні: а – фізичному; б – хімічному; 1 – пісок; 2 – глина; 3 – корінна порода

Товщу елювію М.В. Коломенський розділяє на чотири зони: тонкого дрібнення, дрібноуламкову, брилову і монолітну. У перших трьох зонах розмір частинок поступово збільшується зі збільшенням глибини. У монолітній зоні зовнішніх ознак зміни корінної породи немає (див.рис.2.20).



Рис. 2.20. Елювіальні відклади

Але не в усіх випадках у товщі буває чотири зони. так, матеріал зони тонкого дрібнення може змішуватися процесами денудації. Якщо ж процеси вивітрювання в даній товщі почалися недавно, то вся товща елювію буде мати лише брилову й монолітну форми.

2.6. ГЕОЛОГІЧНА РОБОТА ПОВЕРХНЕВИХ ТЕКУЧИХ ВОД І УТВОРЕННЯ ДЕЛЮВІАЛЬНИХ, АЛЮВІАЛЬНИХ ТА ПРОЛЮВІАЛЬНИХ ВІДКЛАДІВ

До поверхневих текучих вод належать тимчасові водні потоки, що виникають під час дощів і танення снігу, а також струмки й ріки. Всі ці води виконують величезну геологічну роботу. В процесах денудації вони відіграють головну роль. Текучі води руйнують гірські породи, переносять зруйнований матеріал у розчинах, у замуленому стані та шляхом переміщення по дну і відкладають його в понижених місцях. Процеси руйнування гірських порід водою, яка рухається, одержали назву *ерозії*.

Розрізняють площинну ерозію – *змивання* та глибинну і бічну ерозію – *розмивання*. При змиванні найменші струмочки дощових і талих вод рухаються по поверхні схилу й зміщують у нижню його частину і до підніжжя дрібні та найменші частинки порід. Накопичуючись, цей матеріал утворює делювій, або *делювіальні відклади* (див. рис. 2.21).

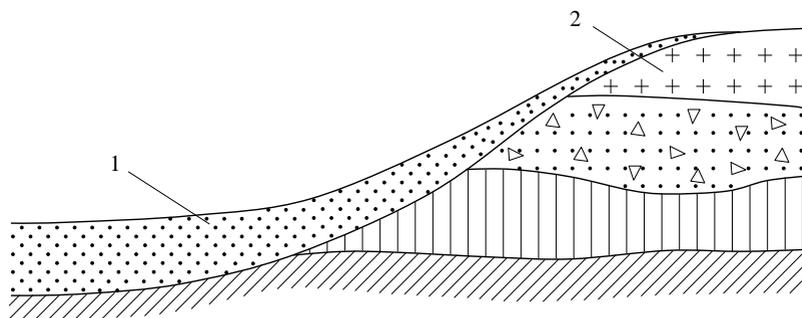


Рис. 2.21. Делювіальні відклади: 1 – делювій; 2 – корінна порода

Потужність цих відкладів коливається від часток метра до кількох десятків метрів. Вони бувають представлені суглинками та супісками. Делювіальні відклади зустрічаються всюди, навіть на схилах із невеликими уклонами. Під час розмивання вода рухається схилом по утворених нею заглибленнях – руслах. У цьому випадку водяний потік поглиблює і розширює русло. Відбувається прорізання схилу, яке починається з точки, розміщеної біля підніжжя схилу. Ця точка називається *базисом ерозії*. Прорізання схилу йде в напрямі, протилежному рухові води. Нижче від базису ерозії розмивання порід не відбувається. В міру того як потік прорізає схил, поздовжній профіль його русла стає дедалі більш пологим (див. рис. 2.22).

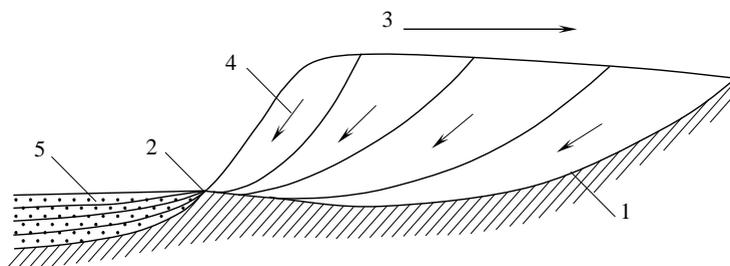


Рис. 2.22. Схема ерозійного процесу: 1 – русло; 2 – базис ерозії; 3 – напрям прорізання; 4 – напрям руху води; 5 – конус виносу

Розмиваючи породи у верхній частині русла, потік переносить зруйнований матеріал і відкладає його біля базису ерозії. Так виникає конус виносу (див.рис.2.23). Всякий потік намагається виробити поздовжній профіль русла з граничним ухилом, так званий *профіль рівноваги*. При такому ухилі русла швидкість руху води вже недостатня для розмивання порід й ерозійний процес припиняється. Характер діяльності потоку залежить від зміни положення базису ерозії. Якщо в потоці, який виробив профіль рівноваги, знизити базис ерозії, то він буде виробляти новий профіль рівноваги, знову поглиблюючи та розширюючи русло.



Рис. 2.23 Делювіальні відклади

Якщо ж у потоці, де відбувається поглиблення і розширення русла, підвищити базис ерозії, то новий профіль рівноваги буде вироблятися шляхом заповнення русла зруйнованим матеріалом. Указані закономірності правильні як для тимчасових потоків, так і для струмків та річок.

Тимчасові водні потоки утворюють на схилах яри, а струмки й ріки – заглиблення, які називаються *долинами*. *Яри* найбільш інтенсивно розвиваються на схилах, котрі складаються з глинястих порід, що легко розмиваються. Швидкість їх розвитку – від часток метра до кількох метрів на рік. Яри поділяють на діючі та недіючі. Діючі яри природним шляхом перетворюються на недіючі. В результаті на місці ярів виникають балки. Переважають яри глибиною 15 м при довжині близько 1,5 км. Але окремі яри мають глибину, яка досягає десятків метрів, і довжину до 20 км. Яри завдають великої шкоди народному господарству. З їх збільшенням створюється загроза будовам та спорудам і руйнуються цінні для сільського господарства землі.

Річкові долини вимиваються текучими водами поступово. Ширина долини великих рік може досягати десятків кілометрів. Матеріал, відкладений рікою у межах долини або в дельті, називається *алювієм*, або *алювіальними відкладами*. Потужність алювіальних відкладів буває від часток метра до кількох десятків метрів. У дельтах великих річок їх потужність значно більша: в дельті Тереку – до 200 м, а в дельті Волги – до 300 м.

Алювіальні відклади – це товща, в якій чергуються шари мулів, глин, суглинків, супісків, пісків, гравію та галечників. Ці шари різняться товщиною й простяганням. *Розрізняють русловий, заплавний і дельтовий алювій* (див. рис. 2.25). У складі *руслового алювію* гірських річок переважає великоуламковий матеріал: гравій та галька, а в рівнинних річках – піски. *Заплавний алювій* утворюється на рівнинних річках. Він найчастіше буває

представлений супісками і суглинками, а в старицях річок – також мулами й глинами. *Дельтовий алювій* розміщується на місці впадання річок у моря та озера. Це конус виносу. Дельти можуть займати великі площі. У дельтах відкладається основна маса матеріалу, який переноситься річкою. Склад цього матеріалу в гірських і рівнинних річках неоднаковий. У дельтах гірських річок він найчастіше великоуламковий. У дельтах же рівнинних річок – це глини, які перешаровуються пісками. Алювіальні відклади звичайно бувають насиченими водою (див.рис.2.24).



Рис. 2.24. Річковий та заплавний алювій

Процес формування річкових долин пов'язаний зі зміною положення базису ерозії річок, яким може бути рівень води в річці або в морі, куди вони впадають. Зміна базису ерозії може статися як у результаті піднімання або опускання суші, так і через зміну положення рівня води. Річкові долини часто мають дуже складний поперечний профіль унаслідок утворення річкових терас. Річкові долини бувають з акумулятивними (алювіальними) та з ерозійними терасами. Етапи процесу утворення терас показані на поперечних перерізах (див. рис. 2.25). На рис 2.25, *a* подано переріз долини, яка утворилась у результаті сильного зниження базису ерозії, що спричинило розвиток глибинної та бічної ерозії. У цьому випадку

формується долина з ерозійними терасами. На рис. 2.25, б показано переріз тієї самої долини після значного підвищення базису ерозії. Ерозійна долина заповнена алювіальними відкладами. На рис. 2.25, в наведено переріз долини після нового зниження базису ерозії. Ерозійні процеси розвиваються в алювіальних відкладах, утворюючи акумулятивні тераси. Долини рівнинних річок мають до 6 терас. Так у долині Дніпра біля м. Дніпро виділяють 6 терас. У долинах гірських річок їх буває більше.

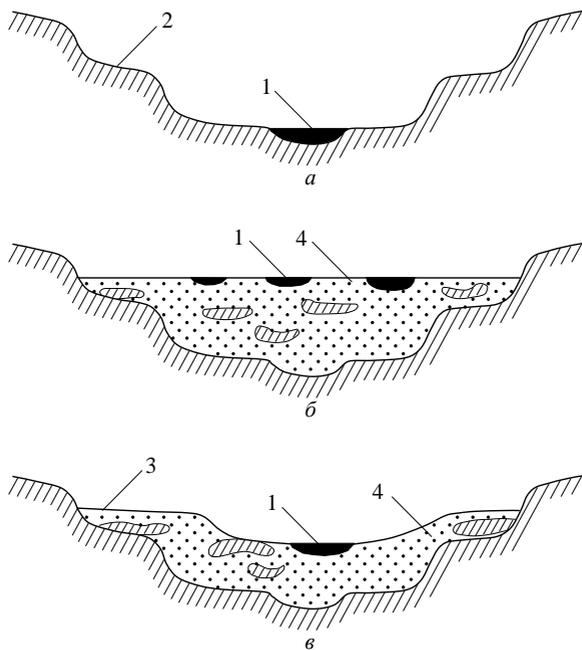


Рис. 2.25. Схема утворення річкових долин: а – ерозійної; б – акумулятивної; в – акумулятивної при зниженні базису ерозії; 1 – річка; 2 – ерозійна тераса; 3 – акумулятивна тераса; 4 – алювій

До поверхневих текучих вод належать також короточасні потоки у горах, що виникають періодично, після великих злив і під час бурхливого розтавання снігу чи льоду. Такі потоки, що несуть велику кількість

уламкового матеріалу, мають величезну руйнівну силу. Вони одержали назву *селі* (див. рис. 2.27). Так у 1921 р. селевий потік, який рухався по долині р. Мала Алмаатинка, виніс у межі міста Алмати і на його околиці 3,6 млн. м³ уламкового матеріалу. Витрата в цьому потоці досягала 800-900 м³/с. Було зруйновано більш ніж 250 будівель і споруд. Ще потужніший селевий потік утворився в цьому ж районі у 1973 р. Але він був зупинений штучно спорудженою греблею в долині р. Мала Алмаатинка. Утворення таких потоків у початковій стадії пов'язане з процесами змивання продуктів вивітрювання в долину (див.рис.2.26).



Рис. 2.26. Селевий потік внаслідок сильної зливи, які відрізали частину гірського села Свобода Хустського району на Закарпатті від дороги, 2021 р.

Селеві потоки ділять на зв'язні (структурні) й незв'язні (турбулентні). У *зв'язних потоках* вода і переміщуваний нею уламковий матеріал утворюють грязьово-кам'яну масу зі щільністю до 1,8-2 т/м³. У таких потоках уламковий матеріал не відділяється від води. У *незв'язних потоках* уламковий матеріал відкладається звичайним чином у процесі руху в руслі або у конусі виносу. Селеві потоки утворюють біля підніжжя гір *пролювій*,

або пролювіальні відклади. Потужність їх досягає десятків метрів. Ці відклади залягають шарами, оскільки утворюються вони виносомі різної сили, які повторюються. У товщах пролювію суглинки і супіски чергуються з пісками, гравієм та галечниками.

Боротьба з руйнівною діяльністю поверхневих текучих вод ведеться шляхом профілактичних й інженерних заходів. Найважливішими профілактичними заходами є: заборона оранки схилів, а також вирубування на них лісу та чагарників. Інженерні заходи, які застосовують для боротьби з ярами, полягають в обладнанні у верхній їх частині швидкотоків, а на дні – плотових, фашинних або кам'яних загат (див. рис. 2.27). Ділянку, що прилягає до верхів'я яру, засаджують чагарниками.

Для збереження берегів від розмивання річковими водами їх укріплюють брукуванням каменем на мохові або щепені, вимощуванням у плотових клітках та будівництвом дамб і напівзагат, що спрямовують течію (див. рис. 2.28). Дамби будують на ввігнутих берегах, а напівзагати – на опуклих із різноманітних матеріалів: фашин, каменю і бетону.

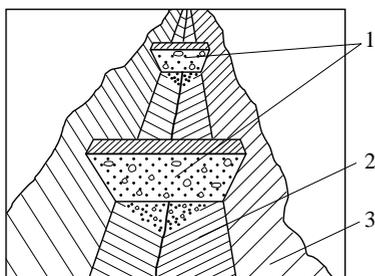


Рис. 2.27. Укріплення дна ярів за допомогою загат (гребель):
1 – кам'яні загати; 2 – дно яру;
3 – схил яру

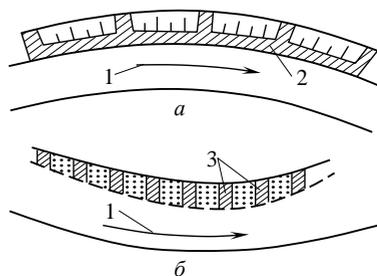


Рис. 2.28. Укріплення берегів річок:
а – струменеспрямівною дамбою;
б – напівзагатами; 1 – напрям течії; 2 – дамба; 3 – буні

Боротьбу з селєвими потоками ведуть шляхом будівництва гребель, селеуловлювачів, дамб для спрямування потоку, а для захисту доріг – селєспусків. Селєспуски будують у вигляді великих залізобетонних лотоків на опорах над дорогами для перепуску селєвого потоку.

2.7. ГЕОЛОГІЧНА РОБОТА ЛЬОДОВИКІВ І ЛЬОДОВИКОВІ ВІДКЛАДИ

Льодовиками називаються утворені на суші маси льоду, що рухаються. Рух льодовиків зумовлений, головним чином, пластичною течією льоду при наявності значних різниць тисків. Течії льоду сприяє нахил поверхні, по якій він рухається. Але льодовик може рухатися і по горизонтальній поверхні. Під час руху льодовики виконують велику геологічну роботу. Вони механічно руйнують гірські породи, переносять зруйнований матеріал і відкладають його у певних місцях, утворюючи різноманітні льодовикові відклади (див.рис.2.29).

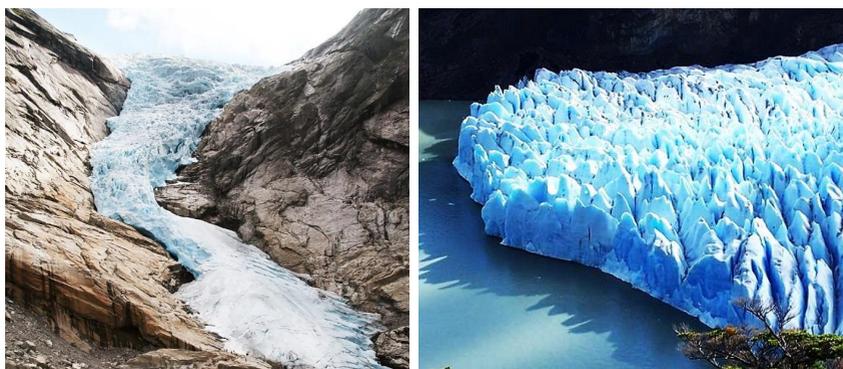


Рис. 2.29. Сучасні льодовики

Сучасні льодовики діляться на материкові та гірські. Вони займають площу 16,3 млн. км², що становить 11 % поверхні суші. Материкові льодовики розміщуються в полярних областях. До них належать льодовики

Антарктичний і Гренландський. Площа першого дорівнює 13,2 млн. км², другого – 1,65 млн. км². Товща льоду в Антарктичному льодовикові в середньому дорівнює 1720 м, у Гренландському – 2300 м. Таким чином, у цих льодовиках сконцентровані основні маси льоду на суші. Води, яка міститься в цих льодах, було б достатньо для підвищення рівня океану на 50 м. Швидкість руху льоду в материкових льодовиках невелика: до 1,5 м/добу, але в окремих місцях вона може досягти 30 м/добу. Гірські льодовики утворюються в горах. Вони займають відносно невеликі площі: на Кавказі – 2 тис. км², у Середній Азії – 11 тис. км². Прикладом можуть бути долинні льодовики: Інильчек на Тянь-Шані завдовжки 70 км, Федченка на Памірі – 77 км, Дихсу на Кавказі – 15 км та ін. Товщина льоду в таких льодовиках досягає десятків метрів і більше, а швидкість руху коливається від 0,1 до 7 м/добу.

Утворення і геологічну діяльність льодовиків можна розглянути на прикладі гірських льодовиків. У горах вище від снігової лінії, в міжгірних улоговинах і долинах нагромаджується сніг, який не встигає розтанути літом. Під своєю вагою він ущільнюється й перетворюється спочатку на пористий (фірновий), а потім – на щільний, міцний лід. При значній потужності лід починає текти по долині вниз. Кінець льодовика, опускаючись нижче від снігової лінії, розтає.

У типовому випадку в гірському льодовику можна виділити зони: живлення, руху та розтавання (див. рис. 2.30). Якщо льоду надходить більше, ніж розтає, то зона розтавання переміщується нижче – льодовик наступає. Коли ж ця зона переміщується вище – льодовик відступає. Але зона розтавання може певний час знаходитися на одному місці. У товщі льодовика і на його поверхні міститься значна кількість уламковою матеріалу різного розміру – від глинястих частин до величезних брилвалунів. Цей матеріал льодовик захоплює під час виорювання (екзарації)

дна долини, по якому він рухається, а також при зсуванні уламкового матеріалу зі схилів долини на його поверхню. На поверхні льодовика відкладаються і дрібні частинки, що переносяться вітром.

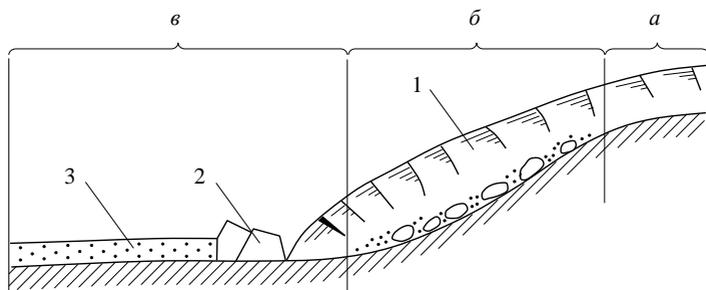


Рис. 2.30. Схематичний розріз гірського льодовика: 1 – льодовик; 2 – кінцева морена; 3 – зандрові поля; а – зона живлення; б – зона руху; в – зона розтавання

Відклад, який утворюється внаслідок руху льодовика, називається *мореною*. Морена відкладається під час розтавання льодовика. Розрізняють *кінцеві й основні морени*. *Кінцеві морени* утворюються при стаціонарному положенні кінця льодовика у вигляді пасма пагорбів.

Ці морени складаються з невідсортованого, але перемитого водою матеріалу – гравію, гальки, валунів. Основні морени утворюються під час відступу льодовика. При цьому матеріал, який транспортується льодовиком, відкладається вздовж шляху його відступу. Основні морени складаються із суглинків і глин з уключеннями великоуламкового матеріалу.

У зоні розтавання льодовика беруть початок численні водяні потоки, які виносять і відкладають за пасмом кінцевих морен піски, супіски й суглинки, утворюючи піщано-глинясті (зандрові) поля (див.рис.2.31).



Рис. 2.31. Приклад геологічної діяльності льодовиків

Усе, що було сказано про гірські льодовики, стосується і льодовиків материкових. Але діяльність материкових льодовиків відбувається в значно більших масштабах. Особливий інтерес викликають материкові льодовики четвертинного періоду. К.К. Марков і І.П. Герасимов виділяють такі зледеніння цього періоду: лихвинське, дніпровське й валдайське. Найбільшим зледенінням було дніпровське. Головним центром зледеніння був Скандинавський півострів, де товща льоду досягала 3 тис. м.

Четвертинні зледеніння почалися близько 500 тис. років тому. З часу останнього зледеніння минуло 12 тис. років. Увесь цей час зледеніння змінювались міжльодовиковими епохами. Добре збереглися сліди діяльності останнього, валдайського, зледеніння (див.рис.2.32).

На території Карелії на Кольському півострові в заглибленнях, виораних льодовиком, утворилися численні озера. Магматичні породи, що вийшли на поверхню, були оброблені льодом, який рухався. Є пасма кінцевих морен висотою до 100 м, котрі тягнуться іноді на сотні кілометрів, й інші утворення такого роду: ози, ками, друмлини. Все це створює характерний льодовиковий ландшафт. Тут же зустрічаються озерно-

льодовикові відклади, найчастіше зі стрічкових глин, у яких чергуються дуже тонкі шари (частки сантиметра або кілька сантиметрів) глин і дрібних пісків. Південно-східніше розміщені товщі основних морен, а далі на значних просторах водно-льодовикові (флювіогляціальні) відклади з пісків, гравію, гальки та суглинків. Суглинки перекривають раніше утворені льодовикові відклади і тому називаються *покривними*. Потужність їх не перевищує 12 м. Водно-льодовикові відклади за складом нагадують алювіальні.

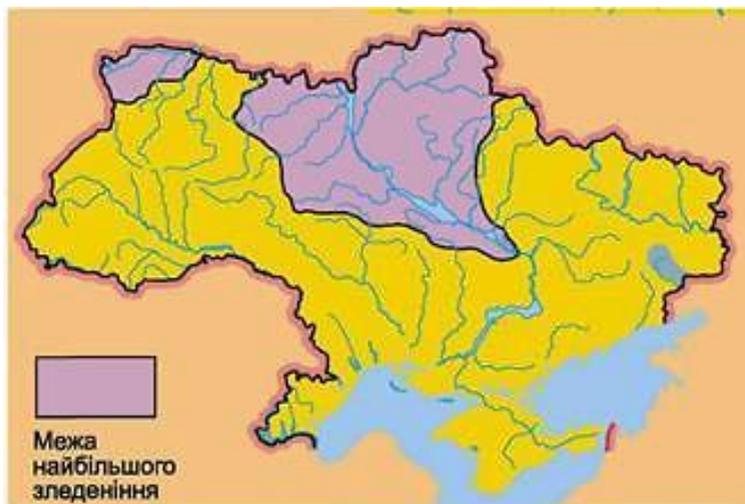


Рис. 2.32. Межі найбільшого зледеніння на території України

Причини минулих зледенінь ще не з'ясовані. найбільш імовірними можуть бути зміни в обрисах суші й напрямі руху морських течій, які зумовлюють певні кліматичні умови. Наприклад, Гренландія тепер покрита льодом, а деякі райони Якутії з більш низьким температурним балансом вільні від нього. Це пояснюється тим, що там випадає дуже мало снігу і він не може накопичуватись.

2.8. ГЕОЛОГІЧНА РОБОТА ВІТРУ ТА ЕОЛОВІ ВІДКЛАДИ

Горизонтальний рух повітря в тропосфері з місць із високим тиском у місця з низьким тиском називається *вітром*. Вітер виконує на поверхні материків значну геологічну роботу. Передусім він розвіває дрібні частинки продуктів вивітрювання (глинясті, пилюваті, піщані), переміщуючи їх у завислому стані та перекочуванням по поверхні. Цей процес називається *дефляцією*. Але вітер, переносячи в завислому стані дрібні частинки, руйнує ними гірські породи й механічно. Такий процес одержав назву *коразії*. Відстані, на які переносяться дрібні частки шляхом перекочування та в завислому стані, залежать як від розмірів частинок, так і від сили вітру (див.рис.2.33).

Вітер при швидкості 10 м/с може переміщувати частинки розмірами до 1 мм, а при швидкості 20 м/с – розмірами 5 мм. Піщані частинки переносяться на десятки та сотні кілометрів. Маленькі частинки, глинясті і пилюваті можуть переноситися вітром на сотні і навіть тисячі кілометрів. Об'єм матеріалу, який переноситься вітром, буває дуже значним. Наприклад, ураганні вітри, що дують з Афганістану, відомі під назвою «афганці», приносять в Каракуми масу пилю.



Рис. 2.33. Схематична будова бархану та дюни

Геологічна робота вітру особливо помітна в тих районах, де, внаслідок сухого клімату і відсутності рослинного покриву, переважає фізичне вивітрювання, а вітри, що постійно дмуть, часто досягають великої сили (див.рис.2.34).



Рис. 2.34. Вигляд бархану та дюни

Матеріал, який переноситься вітром, випадає і з часом накопичується. Так виникають *еолові відклади*. До них належать еолові піски та товщі лесу. Еолові піски переважно залягають у пустелях. пустелі каракуми й кизилкум займають 1 млн. км². Крім того, багато еолових пісків мають значне розповсюдження вздовж берегів морів і озер та в долинах великих річок. Наприклад, значні площі займають ці піски на узбережжі Прибалтики, а також у долині Дніпра. В таких місцях у результаті переміщення піску вітром виникають своєрідні пасма горбів, які в пустелях називаються *барханами*, а на узбережжі – *дюнами*.

У плані бархани мають серпоподібну форму (див. рис. 2.35) і висоту 20-30 м. навітряний бік бархану пологий (5-14°), а підвітряний – крутий (30-33°). На відміну від барханів, дюни – це витягнуті горби з округлими вершинами заввишки до 30 м. У них, як і у барханів, навітряний бік пологий, а підвітряний крутий. Бархани і дюни під впливом панівних вітрів переміщуються шляхом перевівання піску з навітряного боку на підвітряний.

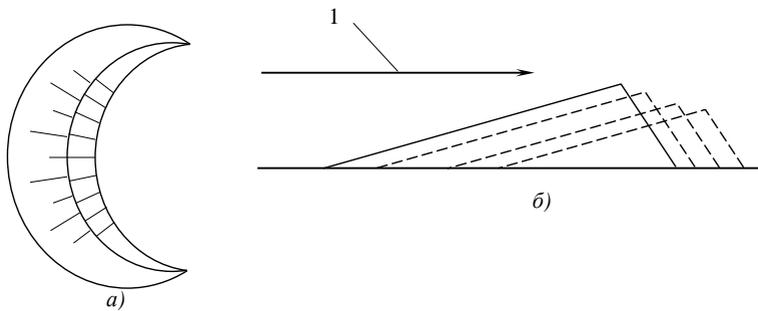


Рис. 2.35. Бархани: а – план; б – розріз; 1 – напрям вітру

Такі рухомі піски завдають великих збитків народному господарству, оскільки захоплюють цінні землі, утруднюють експлуатацію доріг, каналів, засипають будови та споруди. Швидкість переміщення барханів і дюн різна: від кількох до 20 м на рік. Спостерігаються також випадки переміщення їх зі швидкістю до кількох метрів на добу. Рухомі піски мають звичайно пухкий склад, що слід урахувувати при проектуванні будівель та споруд, особливо гідротехнічних.

Боротьбу з рухомими пісками ведуть, головним чином, шляхом насадження лісу, чагарнику й трави. У пустельних районах з цією метою садять саксаул. у районах з більш вологим кліматом насаджують сосни.

Товщі *лесів* утворюються в умовах сухого клімату внаслідок відкладення і накопичення пилюватого й глинястого матеріалу, який приносять вітри з пустель та інших районів, розвіювання продуктів вивітрювання. Лесові породи однорідні, бо мають більше ніж 50% пилюватих частинок (розміром 0,05-0,005 мм); у їх складі досить багато легко- та середньо-розчинних солей; ґрунти мають велику кількість різноманітних за розмірами порожнин, тріщин, каверн, пор; у маловологому стані утримують укис, близький до вертикального; легко розмокають, а після водонасичення, особливо при дії ударних або вібраційних навантажень, перетворюються у пливуні; колір лесу – палевий, світло-жовтий

або світло-коричневий; у сухому стані на дотик борошністі. Такі ознаки дозволяють фахівцеві відрізнити лесовий ґрунт і вчасно вжити заходів щодо зменшення або усунення надмірних просідань (див.рис.2.36).



Рис. 3.36. Еолові (лесові) відклади

У процесі накопичення матеріалу в товщі відбувається слабка цементация частинок вуглекислим кальцієм. У той же час, відмираючи, частинки рослин зумовлюють наявність крупних пор – *макропор*. унаслідок цього лес є пористою породою.

Лес поширений на Україні і в Середній Азії. Великі площі зайняті ним у Китаї. *Лес має своєрідну властивість: при замоканні під навантаженням він зменшується в об'ємі, просідає.* Це ускладнює зведення на товщах лесу будівель і споруд.

Існує багато гіпотез історії виникнення (генезису) лесових ґрунтів. Усі вони одноставно твердять про порівняно невеликий вік таких природних утворень і відносять їх до четвертинних відкладень кайнозойської ери. Найбільше поширена гіпотеза еолового походження лесового ґрунту (Ріхтгофен, В.О. Обручов), які вважали, що головною причиною його утворення є переміщення атмосферних мас у місцях із сухим і теплим кліматом. Дрібні (пилуваті) частинки ґрунту здіймаються у повітря, переносяться на інше

місце й осідають на поверхню. Такий процес веде до поступового накопичення слабо-ущільненого шару. Прикладом такого явища можуть бути пилові бурі, що проходили на території України в 1968 році, і їх відповідні наслідки.

За гіпотезою академіка Л.С. Берга генезис лесового ґрунту пов'язаний з дією вторинних процесів (вивітрювання), під час яких глинистий ґрунт різноманітного походження поступово перетворюється на лесовий.

Щодо лесового ґрунту України, то, зокрема, на думку професора В.Ф. Краєва, він має еолово-льодовикове походження та розповсюджений на 65-70% території держави, здебільшого розташовуючись на надзаплавних і вододільних терасах річок.

2.9. ГЕОЛОГІЧНА РОБОТА МОРЯ І МОРСЬКІ ВІДКЛАДИ

Море також виконує велику геологічну роботу – як руйнівну, так і будівну. В наш час площі, які займають моря й океани, можна розділити на три частини: материкова обмілина (шельф) – до глибини близько 200 м (8,4 % площі); материковий схил – на глибинах від 200 до 2400 м (9,3%), океанічне ложе разом із глибоководними западинами – на глибинах понад 2400 м (82,3 %) (див. рис. 2.37).

У межах мілкого моря виділяють літоральну і неритову зони, причому перша займає ту прибережну частину, яка заливається водою під час припливу й звільняється від неї під час відпливу. Руйнівна робота моря відбувається в літоральній та частково неритовій зонах і виявляється в руйнуванні берегів хвилями прибою. Цей процес називається *абразією* (див.рис.2.8).

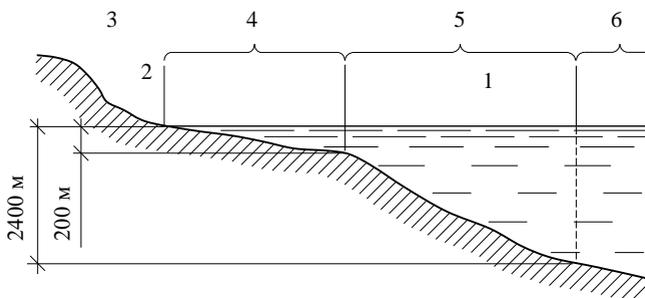


Рис. 2.37. Схема дна Світового океану: 1 – рівень моря; 2 – пляж; 3 – берегова стінка; 4 – материкова обмілина; 5 – континентальний схил; 6 – ложе Світового океану



Рис. 2.38. Руйнівній роботі хвиль (абразія)

Руйнівній роботі хвиль прибою сприяють хвилі припливу й відпливу, а також прибережні течії. Під впливом вітру в морі виникають хвилі, висота яких може досягати 15 м. Коли хвилі наближаються до берега, то вони, внаслідок близькості дна, руйнуються і стикаються з потоком води,

відбитим берегом, який рухається їм назустріч. При цьому утворюється заплеск, висота котрого перевищує висоту хвилі. Маса води спрямовується до берега та ударяє в нього. Діяння маси води на берегову стінку буває дуже великим. Наприклад, тиск хвиль Атлантичного океану біля північних берегів Англії – 380 кПа. У результаті берег руйнується й утворюється хвилеприбійна тераса розмивання до глибини 20 м (див. рис. 2.39). Руйнівна робота хвиль підсилюється піском, гравієм, галькою і крупнішим уламковим матеріалом, яким вода б'є в берегову стінку. У той же час відбувається руйнування уламкового матеріалу. Частина хвилеприбійної тераси від урізу води до берегової стінки називається *пляжем*.

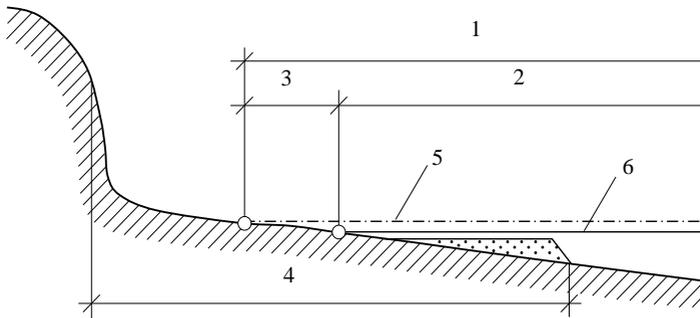
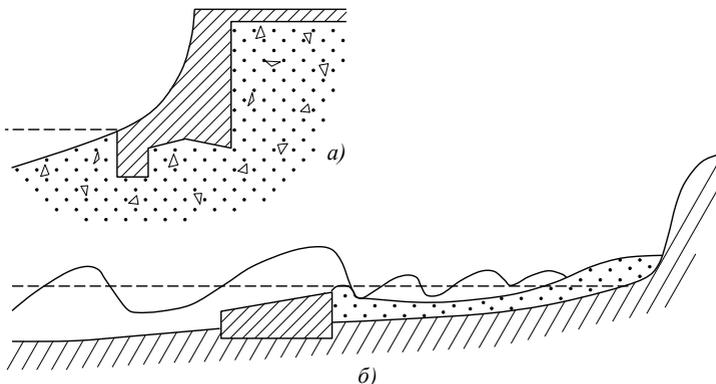


Рис. 2.39. Хвилеприбійна тераса розмивання:
1 – материкова обмілина; 2 – неритова зона; 3 – літоральна зона;
4 – хвилеприбійна тераса розмивання; 5 – приплив; 6 – відплив

Якщо суша в даному місці перебуває в стані спокою, то через певний час руйнування берега хвилями прибою припиниться, бо навіть найбільші хвилі не досягнуть берегової стінки. Якщо ж суша опускається, то море безперервно наступає на сушу, руйнуючи береги. Швидкість руйнування берегів залежить від їх геологічної будови, складу порід, висоти і напрямку руху хвиль. Так швидкість руйнування берега Чорного моря біля м. Одеси, складеного вапняком-черепашником, дорівнює 1,5-2 м, а окремих ділянок берега Азовського моря з глинистих порід – 12 м на рік. А от швидкість руйнування берегів Кольського півострова зі скельних порід становить

лише міліметри на рік. Уламковий матеріал пляжу та хвилеприбійної тераси (пісок і галька) може переміщатися вздовж берега під впливом хвиль, які набігають на берег під певним кутом, що враховують для хвилевідбійних стінок, підводних хвилеломів і загат (див. рис. 2.40).



**Рис. 2.40. Споруди для захисту берегів морів:
а – хвилевідбійна стінка; б – підводний хвилелом**

Однак у морі переважає будівня робота. Основна маса осадових порід утворилася в морі. Відклади продуктів вивітрювання, які потрапляють у море з поверхні материків, а також матеріалу, що утворюється під час руйнування берегів, є на всіх ділянках дна морів й океанів.

На материковій обміліні, в літоральній зоні і верхній частині неритової зони відкладається уламковий матеріал: спочатку валуни, галька, гравій, потім піски крупні й дрібніші. Тут же можуть утворюватися вапняки-черепашники й формуватися коралові рифи. У нижній частині неритової зони й у верхній частині континентального схилу відкладається тонкозернистий матеріал, у якому переважають частинки з розмірами 0,1-0,01 мм. Ці відклади містять також черепашки-форамініфери та інші організми. У нижній частині материкового схилу й у ложі океану

відкладається найбільш тонкозернистий мінеральний і органічний (черепашки-форамініфери) матеріал із частинками менше ніж 0,01 мм. Ці відклади – різноманітні мули: глинясті, вапняно-глинясті, кременисто-глинясті, вулканічні.

Цікаво, що в морських відкладах минулих епох, які тепер є на суші, знаходять відклади, характерні для материкового схилу. Це свідчить про те, що моря, котрі були в минулому на нинішніх материках, мали невелику глибину.

2.10. ВІДКЛАДИ ОЗЕР І БОЛІТ

Озерами називаються заглиблення на поверхні суші, заповнені водою. Ці заглиблення бувають різного походження. Наприклад, озера Байкал та Іссик-Куль утворились на місці великих западин-грабенів. Заглиблення Ладозького, Онезького й інших численних озер виникли внаслідок роботи льодовиків. Заглиблення Сарезького озера на Памірі утворилося у результаті загачування ущелини р. Бартанг обвалом у 1911 р. Багато озер (Ельтон, Баскунчак, Челкар тощо) утворились на місці провалів і порожнин у легкорозчинних водою породах. Озера виникають також у старицях рівнинних річок. Утворюються вони й у дельтах великих річок. Збудовані людьми великі і малі водоймища, по суті, є штучними озерами.

Геологічна робота великих озер (як-то Каспійського моря, озера Байкал та ін.) у цілому нагадує роботу моря. особливістю геологічної роботи великих водоймищ є інтенсивне руйнування берегів хвилями прибою в умовах перемінного рівня води. в невеликих озерах відбувається переважно накопичення осадів.

У відкладах прісних озер переважають уламковий матеріал (галька, гравій, піски та глинясті породи) й органічний мул (сапропель), який утворюється при відмиранні дрібних тварин і рослинних організмів. Береги таких озер мають буйну рослинність, залишки якої поступово заповнюють

їх. Так відбувається заболочування озер. У прісних озерах хімічним та біологічним шляхом відкладається також гідроксид заліза – лимоніт (озерна залізна руда). У відкладах солоних озер (Північний Крим, Прикаспійська низовина) переважають галоїди, сульфати і вуглекисле вапно, які випадають в осад улітку при підвищенні їх концентрації.

Болота – це надмірно зволожені ділянки суші. Вони поділяються на низинні та верхові. Низинні болота найчастіше розвиваються на місці озер у долинах рік. Залишки осоки, рогозу, очерету і гіпсових мохів, які тут ростуть, утворюють торфи (див.рис.2.41).



Рис. 2.41. Озерно-болотні відклади

Верхові болота утворюються на міжрічкових просторах, де розвиваються при надмірному атмосферному зволоженні мохи-сфагнум, зозулин льон тощо. Залишки їх теж утворюють торфи. Торфи верхових боліт відрізняються від торфів низинних боліт малою зольністю та високою калорійністю. Багато торф'яних боліт у Поліссі. Їх утворенню сприяли рівнинний рельєф цих територій, вологий клімат і наявність на невеликій глибині водонепроникних порід.

2.11. ЧЕТВЕРТИННІ ТА КОРИННІ ВІДКЛАДИ

Елювіальні, делювіальні, пролювіальні, алювіальні, льодовикові, еолові, морські й озерно-болотні відклади утворювались протягом усієї геологічної історії. Осади, які утворюють ці відклади, поступово видозмінювались і перетворювались на осадові гірські породи – уламкові, органогенні та хімічні. Перетворення осадів на гірські породи відбувається головним чином під впливом ущільнюючого тиску верхніх шарів і в результаті цементації їх різними речовинами. Причому цементація може відбуватись як за рахунок речовин, що входять до складу осадів, так і за рахунок речовин, привнесених туди. Завершальний етап процесу видозмін осадів, під час котрого вони перетворюються на породи скельного типу, називається *діагенезом*.

Звичайно, не всі осади проходять цей етап. Відклади з великоуламкових, піщаних та глинястих порід не зазнають впливу діагенезу.

Відклади, які утворилися в останній, четвертинний, період, дістали назву *четвертинних відкладів* (див.рис.2.42).



Рис. 2.42. Четвертинні відклади

Більшість порід четвертинних відкладів не встигли пройти етап діагенезу, і тому вони представлені нескельними породами. Саме з цими породами найчастіше мають справу будівельники.

На відміну від порід четвертинного періоду, раніше утворені породи та відклади називаються *корінними*. З ряду причин корінні породи можуть виходити на поверхню або розташовуватися на невеликій глибині, як, наприклад, граніти дніпровських порогів у Запоріжжі.

2.12. ПЛИВУНИ

Пливунами називаються такі насичені водою ґрунти, котрі за певних умов переходять у текучий стан і набувають властивостей рідини. Це значить, що їх опір зсуву стає таким, який дорівнює нулю. У текучий стан можуть переходити піски, супіски, а іноді й деякі суглинки та мули.

О.Ф. Лебедев поділив пливуні на несправжні й справжні. До *несправжніх пливунів* відносять піски, що переходять у пливунний стан під впливом висхідного руху води. Такий рух води можливий у місцях виходу на поверхню артезіанських вод або води, яка фільтрується в основах гребель і дамб в низовий бік, при відкритому водовідведенні з котлованів. Висхідний тимчасовий рух надмірної води може виникнути також у товщах пісків пухкого складу після їх ущільнення динамічним впливом, наприклад, при землетрусі. При розрідженні пісків під час землетрусу фундаменти будинків та споруд заглиблюються в них. Можливе розрідження затоплених укосів, виконаних із піску земляних гребель, дамб, транспортних насипів у заплавах річок тощо (див.рис.2.43).

Особливістю несправжніх пливунів є те, що вони, маючи значну водопроникність, добре віддають воду. Тому при зниженні гідравлічного градієнта вони швидко переходять із пливунного стану в стійкий.



Рис. 2.43. Перехід ґрунтів у текучій стан (пливуні)

На відміну від несправжніх *справжні пливуні* переходять у пливунний стан переважно внаслідок порушення в них структурних тиксотропно-коагуляційних зв'язків під впливом ударних і вібраційних навантажень, а також якщо їх перем'яти. Така якість справжніх пливунів пояснюється вмістом у них колоїдних частинок. Ці частинки в пилуватих пісках, супісках та частково в суглинках і мулах утворюють гелеподібні системи, які під ударними й вібраційними діями переходять у суспензії. Це й призводить до розрідження. Але через деякий час, після своєрідного «відпочинку», суспензії знову переходять у гелеподібний стан і порушені структурні зв'язки поновлюються. Такі перетворення називаються *тиксотронією*. Фільтраційний тиск у цьому процесі не має істотного значення. Оскільки більша частина води у справжніх пливуніах знаходиться у зв'язаному стані й видалити її важко, то переведення такого пливуніа в стійкий стан є складною і важкою справою.

Ознаки пливунів такі: велика щільність (1,8-2,2 т/м³), низька водопроникність ($k_f=0,01\dots0,5$ м/добу), цементація мінеральних частинок при висиханні, утворення стійкої суспензії при скаламученні у воді.

За умов непорушеного залягання типові справжні пливуні, найчастіше пилуваті піски – це малостискувані ґрунти. Вони можуть бути основою

будівель та споруд. Але наявність пливунів створює серйозні утруднення під час будівництва. Коли у виробничих будівлях і спорудах установлюють обладнання, що створює ударні й вібраційні навантаження, то виникає небезпека розрідження пливунів у основах і виникнення великих осідань фундаментів (див.рис.2.44). Щоб не допустити цього, фундаменти виготовляють із пружинними амортизаторами або вібропрокладками.

Значні труднощі виникають під час відкопування будівельних котлованів. Робота ковша екскаватора при вийманні ґрунту розріджує пливун і спричиняє його надходження в котлован іззовні. У цьому випадку обсяг земляних робіт збільшується іноді у 2-3 рази. Виникає небезпека руйнування будинків, які розташовані поряд. У зв'язку з цим поширення набуло влаштування котлованів із застосуванням водозниження.



Рис. 2.44. Прояви пливунів у підземних спорудах

Для водозниження в ґрунтах із коефіцієнтом фільтрації 1-2 м/добу можуть бути використані легкі голкофільтрові установки, наприклад, ЛГУ-3 або ЛГУ-5 (див. рис. 2.45). Основна складова частина установки – голкофільтри довжиною 8,5 м. У нижній частині вони мають приймальну

ланку діаметром 60 мм із клапаном і латунною сіткою. Голкофільтри занурюють у ґрунт за допомогою підмиву. Відстань між голкофільтрами призначається згідно з розрахунком, виходячи з необхідної величини зниження рівня води та водопроникності ґрунту. Голкофільтри з'єднуються з колекторною трубою. На цій трубі є муфти з відстанню між ними 0,75 м, куди можна підключати шланги від голкофільтрів. Повітря й вода відбираються з колекторної труби за допомогою насосного агрегату. Під час роботи голкофільтрової установки рівень води в середині контура знижується на 4,5-5 м.

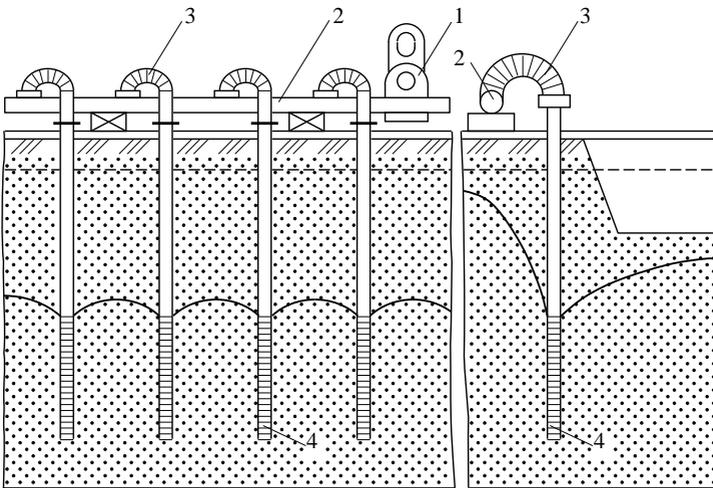


Рис. 2.45. Схема голкофільтрової установки:
1 – насосний агрегат; 2 – колекторна труба;
3 – шланг; 4 – голкофільтр

У ґрунтах з нижчою водопроникністю ($k_f=0,01\dots3$ м/добу) застосовують установки вакуумного водозниження (УВВ-М), які можуть відкачувати воду і повітря при високих вакуумах в усмоктувальних колекторах. У ґрунтах з коефіцієнтом фільтрації $k_f < 1$ м/добу, але які майже не віддають воду, застосовують електроосушення (електроосмотичне водозниження).

Обладнання, необхідне для проведення електроосушення, складається з легкої голкофільтрової установки, джерела постійного струму з напругою 60 В (може бути електрозварювальний агрегат), комплекту труб або стрижнів. принципова схема установки показана на рис. 2.46. Електроосушення ґрунту ґрунтується на тому, що вода, в т. ч. зв'язана, переміщується від анода до катода. У зв'язку з переміщенням раніше зв'язаної води пористість ґрунту зростає і як наслідок цього підвищується водопроникність. одночасно в ґрунті відбуваються явища електрофорезу, внаслідок чого в зоні катода накопичуються важкорозчинні солі, котрі цементують ґрунт. Міцність ґрунту при цьому підвищується. встановлено, що властивості, одержані ґрунтом, зберігаються. Після осушення ґрунтів їх розроблення в котловані відбувається звичайним способом.

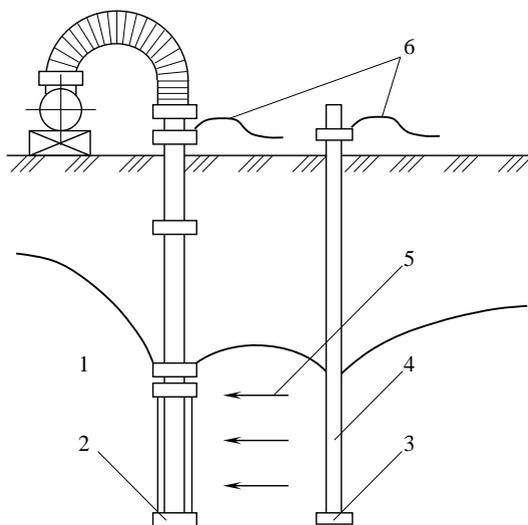


Рис. 2.46. Установка для электроосушения:
1 – голкофільтр; 2 – катод; 3 – анод; 4 – труба (стрижень);
5 – напрям переміщення води; 6 – джерело постійного струму

Риття котлованів також можливе під захистом шпунтових стінок, льодових завіс із замороженого ґрунту тощо. Для закріплення пливунів у основах споруд і при обладнанні протифільтраційних завіс застосовують силікатизацію дворозчинну (при $k_f > 2$ м/добу) й однорозчинну (при $k_f = 0,1-5$ м/добу). При дворозчинній силікатизації через свердловини-ін'єктори в ґрунт під тиском 200-300 кПа по черзі нагнітають розчини рідкого скла ($na_2o_n sio_2$) і хлористого кальцію. В результаті утворюється гідрогель кремнієвої кислоти, який, тверднучи, цементує пісок. Під час однорозчинної силікатизації під тиском 200-300 кПа у ґрунт нагнітають суміш з 1 частини рідкого скла і 3,5 частини фосфорної кислоти.

2.13. СУФОЗІЯ

Під *суфозією* розуміють процес винесення з ґрунтів найдрібніших і дрібних мінеральних частинок підземною водою, що фільтрується. Суфозія виникає в піщаних ґрунтах, а іноді й у супісках. Вона має місце на схилах, куди виходять підземні води, на укосах земляних гребель і дамб, у піщаних основах бетонних гребель, у котлованах при відкритому водовідведенні, при відкачуванні води зі свердловин та в інших подібних випадках (див.рис.2.47). Основне значення має механічне винесення, а не винесення речовини у вигляді розчину. Але є й хімічна суфозія (див. п. 2.14. Карст).



Рис. 2.47. Приклади розвитку процесів суфозії

Винесення мінеральних частинок пояснюється впливом на них фільтраційного тиску, який чисельно дорівнює гідравлічному градієнту. Інтенсивність суфозійного процесу залежить від ступеня неоднорідності зернового складу ґрунтів. Чим вищий ступінь неоднорідності, тим при менших гідравлічних градієнтах виникає суфозія. Щоб установити критичний для даного ґрунту гідравлічний градієнт, при якому виникає суфозія, застосовують прилад системи В.М. Слав'янова (див. рис. 2.48). Під час дослідів воду через зразок ґрунту пропускають знизу вгору при різних значеннях гідравлічного градієнта. Поява в профільтованій воді мінеральних частинок у змуленому стані вказує на процес суфозії, який почався. В цей час відмічають значення гідравлічного градієнта. Це буде критичний градієнт.

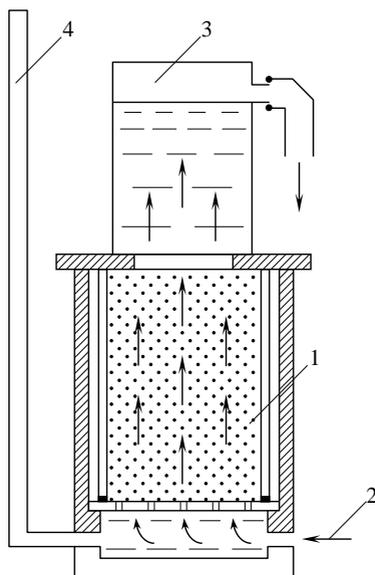


Рис. 2.48. Схема приладу В.М. Слав'янова: 1 – зразок ґрунту; 2 – подача води; 3 – прозорий циліндр; 4 – складова трубка

У деяких ґрунтах при певному значенні гідравлічного градієнта спочатку відбувається фільтрація води, при збільшенні градієнта – суфозія, а при подальшому збільшенні градієнта ґрунт розріджується, тобто

переходить у пливунний стан. Допустиме значення гідравлічного градієнта з позиції виникнення суфозії можна оцінити за графіком В.С. Істоміною для випадків висхідного руху води (див. рис. 2.49). Коли ґрунтові чи інші підземні води виходять на схил, складений водопроникними ґрунтами, то можливе винесення мінеральних частинок, спочатку найдрібніших, а потім дрібних. Після винесення цих частинок швидкість руху води зростає. Починається винесення більших частинок. У результаті на схилі утворюється ніша, і цілісність його порушується (див. рис. 2.50). Це може спричинити розвиток зсуву. Аналогічні явища відбуваються при фільтрації води крізь тіло земляної греблі в бік нижнього укосу.

Для боротьби зі суфозією на схилах використовуються підземні та укисні дренажі різноманітної конструкції. Влаштування підземних дренажів буде розглянуто далі. *Укисний дренаж* використовується в тому випадку, коли невеликий за об'ємом вихід підземних вод відбувається практично по всій поверхні схилу. Схема укисного дренажу показана на рис. 2.51. На схилі відкопують неглибокі канавки і заповнюють їх фільтрувальним матеріалом (гравієм).

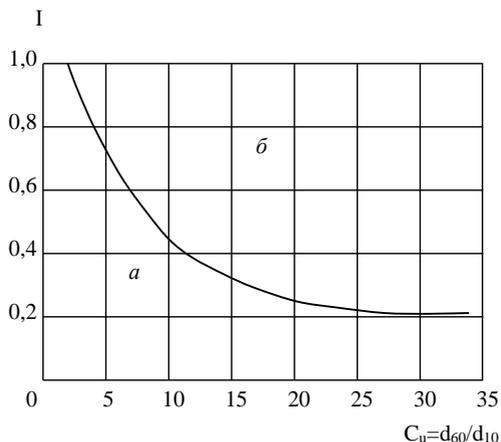


Рис. 2.49. Графік В.С. Істоміної, що показує залежність допустимих градієнтів від ступеня неоднорідності ґрунту: а – зона допустимих градієнтів; б – зона недопустимих градієнтів

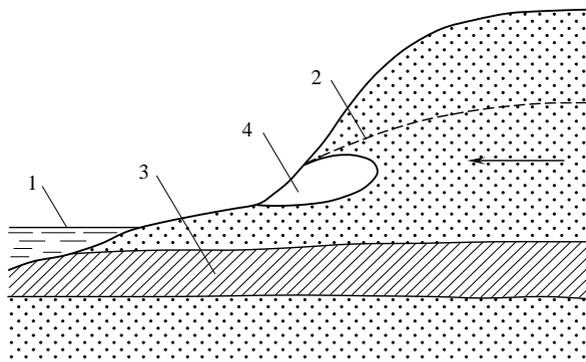


Рис. 2.50. Суфозія на схилі: 1 – рівень річкової води; 2 – рівень ґрунтової води; 3 – водотривкий пласт; 4 – ніша

Відстань між цими канавками повинна забезпечити їх взаємодію та зниження рівня води за межами канавок. Отже, скидання води відбувається лише по канавках і цілісність схилу не порушується.

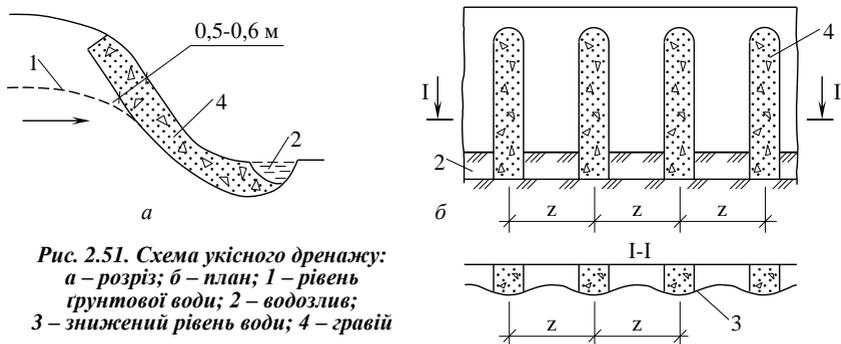


Рис. 2.51. Схема укісного дренажу: а – розріз; б – план; 1 – рівень ґрунтової води; 2 – водозлив; 3 – знижений рівень води; 4 – гравій

У земляних греблях улаштовують, так звані, *зворотні фільтри*. Небезпека суфозії в піщаних основах бетонних гребель виникає в результаті наявності різниці напорів води у верховій та низовій частинах греблі, що утворює значний гідравлічний градієнт. Для запобігання суфозії знижують гідравлічний градієнт, видовжуючи шлях фільтрації влаштуванням понурів і шпунтових стінок (див. рис. 2.52).

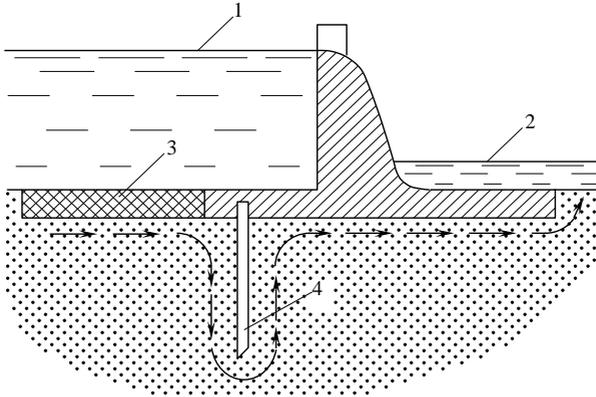


Рис. 2.52. Водозливна бетонна гребля на піщаній основі:
 1 – верхній рівень води; 2 – нижній рівень води; 3 – понур; 4 – шпунтова стінка

Суфозія в будівельних котлованах виникає при відкритому водовідведенні. В результаті винесення мінеральних частинок із ґрунту основа послаблюється. Це може стати причиною розвитку значних осідань фундаментів. Крім того, відбувається обвалювання стінок котлованів (див. рис. 2.53). Тому відкрите водовідведення допускається лише при незначному надходженні води в котлован. В інших же випадках відкопування котлованів і закладання фундаментів проводять, організуючи водозниження, наприклад за допомогою голкофільтрових установок. У свердловинах для захисту водоприймачів від замулювання внаслідок суфозії використовують фільтри.

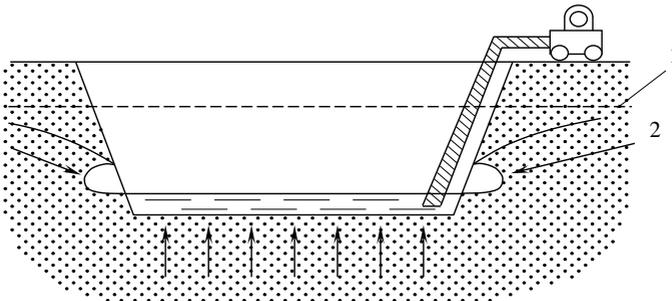


Рис. 2.53. Суфозія при відкритому водовідливі:
 1 – рівень ґрунтової води; 2 – ніша; 3 – зона послаблення основи

Слід розглянути також особливий вид суфозії – *підземну*. При підземній суфозії відбувається перенесення найдрібніших і дрібних частинок ґрунтів з одного шару в інший або з однієї частини шару в іншу. Це викликає зміну зернового складу ґрунтів та їх водопроникність.

2.14. КАРСТ

Ф.П. Саваренський під *карстом* розумів наслідки процесів, пов'язаних із діяльністю рухомих підземних вод, яка виявляється в розчиненні скельних ґрунтів і утворенні в них порожнин (див. рис. 2.54). Назву «карст» прийнято від назви вапнякового плато на узбережжі Адріатичного моря.

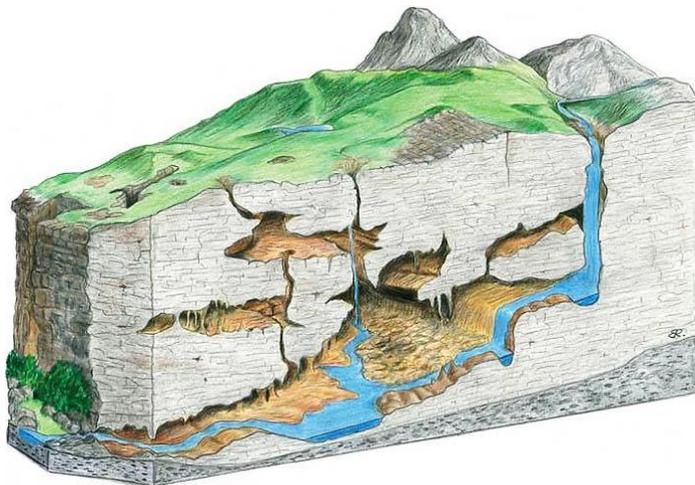


Рис. 2.54. Схема розвитку карстових процесів

Карст утворюється в товщах вапняків, доломітів, гіпсів, ангідритів, кам'яної та калійної солей. У карстових процесах відбувається *хімічна суфозія*, тобто винесення речовини в розчинах. Хімічна суфозія іноді доповнюється механічною. Слід зважати на те, що розчинність зазначених вище мінералів неоднакова. Найбільшу розчинність мають кам'яна й

калійна солі, найменшу – вапняки та доломіти. Наприклад, розчинність вапняків (кальцит $CaCO_3$) при $t=17^\circ C$ складає 11 мг/л. Із збільшенням вмісту у воді вільного вуглекислого газу (CO_2) розчинність їх підвищується. При вмістові CO_2 , що дорівнює 6 мг/л, розчинність збільшується до 148 мг/л, а при 199,5 мг/л – до 455 мг/л.

Аналогічна картина спостерігається і в інших карбонатах (доломітах тощо). Разом з тим розчинність карбонатів значно підвищується за наявності у воді іонів HCO_3^- , Cl^- та SO_4^{2-} . Незважаючи на невелику розчинність карбонатів, карбонатний карст переважає. У той же час карст у гіпсах і солях зустрічається порівняно рідко, що пояснюється їх характерним заляганням (серед глин) і відсутністю тріщинуватості. В таблиці 2.3 наведено класифікацію карсту за А.Є. Головим.

Таблиця 2.3

Класифікація карсту

Група карсту	Тип карсту	Підтип карсту
I (у важкорозчинних породах)	1. Карбонатний	а) вапняковий
		б) доломітовий
		в) крейдяний
	2. Сульфатний (гіпсовий)	г) в уламкових породах із карбонатним цементом
		—
		—
	3. Сульфатно-карбонатний	—
		—
II (у легкорозчинних породах)	4. Соляний	—

Типовим є карбонатний карст. Утворення карсту відбувається так. Дощові, талі та поверхневі текучі води надходять у товщу розчинних ґрунтів

крізь сітку тріщин. Під час руху в тріщинах виникають пустоти – колодязі, галереї, тунелі й печери (див. рис. 2.55). Зустрівши водотриви, рухомі води накопичуються, утворюючи карстові води. Нижче від рівня карстових вод, уже насичених розчиною речовиною, розчинення не відбувається. Отже, рівень карстових вод є *базисом карстоутворення*.

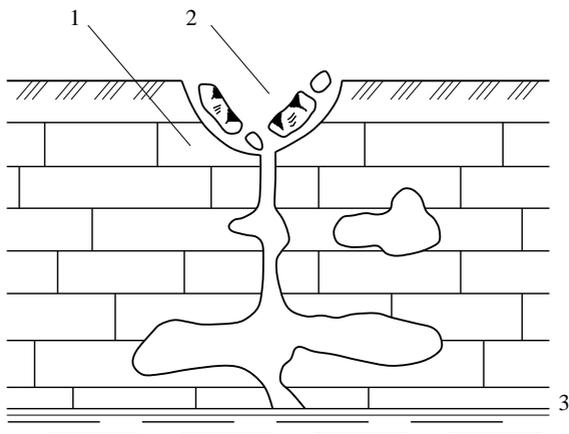


Рис. 2.55. Карстові пустоти у вапняках:
1 – вапняк; 2 – воронка; 3 – рівень карстової води

Залежно від положення товщі з пустотами розрізняють *відкритий карст* (товща знаходиться біля поверхні) й *прихований карст* (товща перекрита нерозчинними ґрунтами). Усі карстові порожнини починаються біля поверхні, в місцях надходження в товщу води. Тут утворюються вирви (воронки) (див. рис. 2.56, 2.57) та борозни (карри). Виникає *карстовий рельєф*.

З.О. Макеев поділяв товщі за їх стійкістю щодо карстоутворення залежно від швидкості утворення вирв на 5 видів. Так, до дуже нестійких товщ були віднесені товщі, де за рік виникають 5-10 вирв на 1 км², а до товщ дуже стійких – товщі, де нові вирви не виникали протягом 50 років.



Рис. 2.56. Фото карстової воронки (діаметром близько 30 м і глибиною до 10 м) у с. Піски на Львівщині, 2021 р.



Рис. 2.57. Приклади карстових провалів у світі

За звичай карст спричиняє обставини, несприятливі для будівництва. Особливо великі труднощі виникають при гідротехнічному будівництві. Відомі випадки, коли водоймища не змогли заповнити водою через витікання води в карстові пустоти. Коли карст розміщений між шарами глини або суглинків, води можуть заповнювати його пустоти. У цьому випадку труднощів при зведенні будинків та споруд не виникає. Не виникають труднощі й тоді, коли товщі з порожнинами, складені важкорозчинними ґрунтами (I група карсту), потужні, а прихованих (необвалених) вирв і порожнин на невеликій глибині немає. В інших випадках будівництво

2.15. ЗСУВИ

Зсувами називають зміщення мас ґрунтів на схилах під впливом сили ваги. Загальний вигляд різноманітних зсувів показано на рис. 2.59, а схема розвитку та його складові на рис. 2.60. Поверхня, по якій відбувся відрив і зміщення маси ґрунтів, називається *поверхнею ковзання*, а місце виходу поверхні ковзання на поверхню схилу або на поверхню біля її підніжжя – *підшовою зсуву*. Підшова зсуву не завжди збігається з підніжжям схилу. В окремих випадках поверхня ковзання не має чітко вираженого положення. Це можливо в тому випадку, коли зміщення маси ґрунтів пов'язане з деформаціями повзучості в глинястих ґрунтах. Маса ґрунтів, що змістилася, утворює тіло зсуву. У верхній частині схилу виникає зсувний цирк.

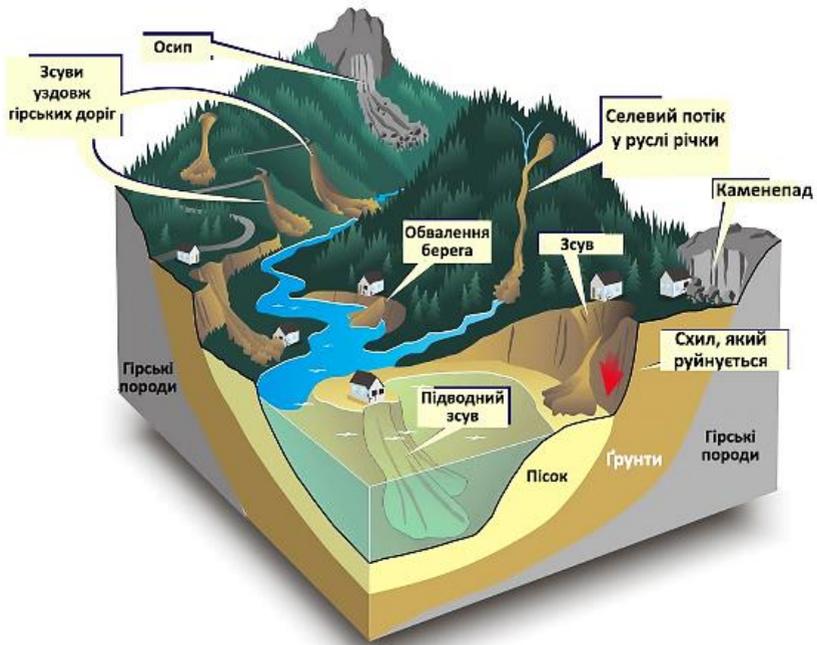


Рис. 2.59. Схема утворення різноманітних зсувів

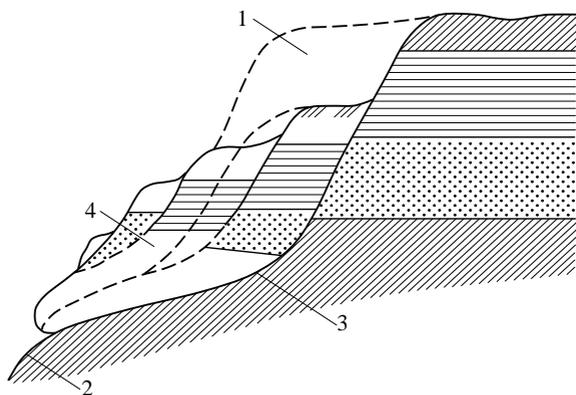


Рис. 2.60. Загальний вигляд зсуву: 1 – зсувний цирк; 2 – підошва зсуву; 3 – поверхня ковзання; 4 – тіло зсуву

Зсуви виникають на берегах морів й озер, на схилах річкових долин, балок, ярів, на укосах насипів і виїмок. Таким чином, зсуви можуть виникати всюди (див. рис. 2.60, 2.61). Але окремі райони відомі як зсувні, наприклад, чорноморське узбережжя біля Одеси й Криму, Дніпро біля Києва та ін.



Рис. 2.60. Приклади зсувів у гірських районах та морському узбережжі

Зсуви завдають значних збитків народному господарству: ускладнюють будівництво, виводять із ладу цінні землі. Зведені на схилах будови і споруди внаслідок зсувів пошкоджуються, а іноді й руйнуються.



Рис. 2.61. Приклади зсувів річкових долин у лесових породах

Безпосередніх причин зсувів багато, але основних дві:

- 1) зміна напруженого стану в товщі ґрунтів, що складають схил;
- 2) зміна властивостей ґрунтів на схилі.

Зміна напруженого стану може відбуватися в результаті збільшення навантажень на схил під час забудови, влаштування різного роду насипів, збільшення ваги ґрунтів від зволоження, а також внаслідок порушення цілості схилу при його підмиві поверхневими текучими водами, хвилями прибою, при підрізанні виїмками для будов і споруд, зокрема для доріг. Крім того, цілісність схилу може бути порушена суфозією.

Чому в зазначених випадках відбувається зміна напруженого стану? Для з'ясування цього питання в уяві виріжемо в товщі схилу елементарну призму ґрунту (див. рис. 2.62). Стиснення цієї призми відбувається в умовах неможливості бічного розширення. Вздовж граней призми діють головні напруги σ_1 і σ_2 . Більша головна напруга σ_1 , що діє на горизонтальну площадку, дорівнює тиску від власної ваги ґрунту. Менша головна напруга

σ_2 , яка діє на вертикальну площадку, дорівнює бічному тискові ґрунту. Руйнування такої призми може відбуватися лише при певному співвідношенні між головними напругами.

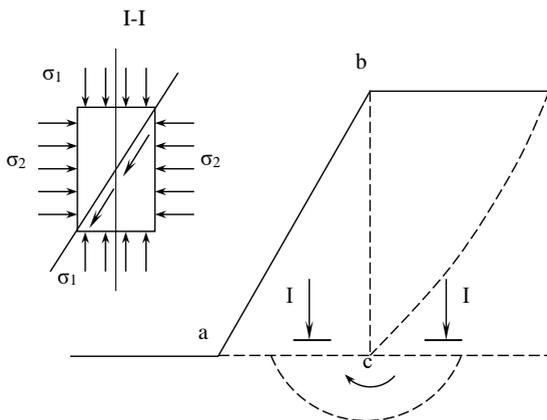


Рис. 2.62. Схема напруженого стану на схилі

Таке співвідношення настає або при збільшенні головної напруги σ_1 (збільшення навантаження на схил), або при зменшенні головної напруги σ_2 (зменшення бічного тиску внаслідок підмивання або підрізання схилу). При великій крутизні схилу біля його підшви (в площині *I-I*) виникає перепад тиску, який може спричинити видавлювання ґрунту з-під підніжжя схилу.

Зміна властивостей ґрунтів, що залягають на схилі, відбувається під час вивітрювання, зволоження їх поверхневими та підземними водами, під впливом ударних і вібраційних навантажень (наприклад, при забиванні палів). Найчастіше порушення стійкості схилів спричиняється замоканням глинистих ґрунтів водою, внаслідок чого знижується їх опір зсуву. Причиною зсувів може бути й землетрус. Під час землетрусу стійкість схилу може порушитися безпосередньою дією на товщу інерційних сил.

Різноманітність причин, які викликають зсуви, утруднює їх класифікацію. Є ряд класифікацій зсувів за різними ознаками. Спинимось на двох загальних класифікаціях. А.П. Павлов у 1903 р. поділив зсуви за характером розвитку поверхні ковзання на деляпсивні та детрузивні (див.

рис. 2.63). У *деліасивних зсувах* руйнування починаються в нижній частині схилу (наприклад, при підмиванні або підрізанні) і поверхня ковзання розвивається знизу вгору.

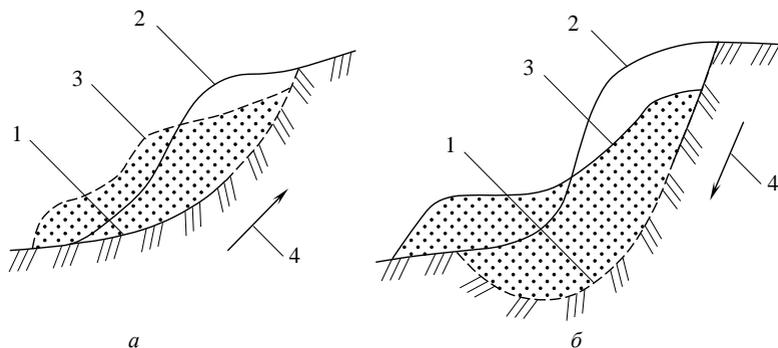


Рис. 2.63. Класифікація зсувів за А.П. Павловим: а – деліасивний; б – детрузивний; 1 – підосва зсуву; 2 – схил до зсуву; 3 – схил після зсуву; 4 – напрямок утворення поверхні ковзання

При цьому верхні частини схилу немов втрачають опору. В *детрузивних зсувах* руйнування починаються у верхній частині схилу (наприклад, при збільшенні навантажень на схил) і поверхня ковзання розвивається зверху вниз. Залежно від розвитку поверхні ковзання навантаження на нижні частини схилу збільшуються, що, врешті-решт, призводить до видавлювання ґрунту з-під підніжжя схилу.

Ф.П. Саваренський в 1934 р. запропонував *класифікацію зсувів за структурою зсувного схилу й положенням поверхні ковзання*. Він поділив їх на асеквентні, консеквентні та інсеквентні (див. рис. 2.64).

Асеквентні зсуви утворюються на схилах з однорідною будовою. Вони мають криволінійну поверхню ковзання, яка наближається до циліндричної. Положення поверхні ковзання в таких зсувах визначається особливостями напруженого стану схилів і величиною опору ґрунтів зсуву. *Консеквентні*

зсуви характеризуються поверхнею ковзання, положення, обрис якої зумовлюється особливостями будови схилу. *Інсеквентні зсуви* виникають на схилах, де залягають шари різних ґрунтів. Поверхня ковзання таких зсувів перерізає ці шари.

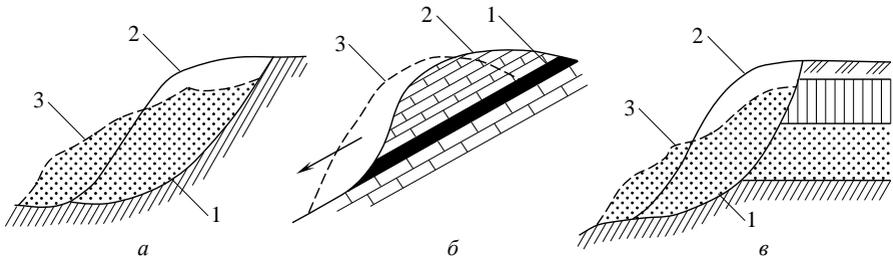


Рис. 2.64. Класифікація зсувів за Ф.П. Саваренським:
а – асеквентний; б – консеквентний; в – інсеквентний;
1 – глина; 2 – схил до зсуву; 3 – схил після зсуву

Боротьба зі зсувами вимагає великих затрат сил та застосування різних засобів. Тому її слід проводити після ретельного і різностороннього вивчення зсувів та визначення їх виду. Боротьба зі зсувами може бути пасивною й активною. *Пасивна боротьба* полягає у проведенні таких профілактичних заходів, як заборона підрізування схилів та їх забудови, обмеження швидкості руху транспорту на схилах тощо. *Активна боротьба* передбачає зведення різних інженерних споруд. Заходи боротьби зі зсувами повинні відповідати причинам, які зумовлюють ці зсуви.

Деякі проблеми зсувних територій розглянемо на прикладі. Більша частина забудови м. Полтави розташована у межах південно-східної частини Полтавського лесового плато, що утворилося на піднятих у сучасному рельєфі до позначок 140 – 150 м структурно-тектонічних блоках. У період відступу Валдайського льодовика за рахунок зниження базису ерозії долина р. Ворскли врзалася у відклади харківської світи. На схилах

долини почали інтенсивно розвиватися зсувні процеси. Зсуви формувалися на правобережних схилах долини і буршах численних ярів.

Особливості геологічної будови плато полягають у тому, що:

– з поверхні землі залягають четвертинні леси та лесоподібні суглинки з прошарками похованого ґрунту потужністю до 15 м, у нижній частині цих відкладів залягають ґрунтові води; на схилі вони виходять на поверхню по підшві шару у вигляді окремих джерел, до центру міста їх потужність досягає 13 м, а дзеркало ґрунтових вод має форму купола;

– під лесами і лесовидними відкладами залягають четвертинні червоно-бурі глини твердої та напівтвердої консистенції потужністю 10–12 м, ці глини є водотривом ґрунтових вод; їм притаманні властивості набухання, при зволоженні вони оцінюються як середньоабухаючі й навіть сильноабухаючі, тиск набухання глин $p_{sw} \approx 0,04$ МПа;

– нижче від червоно-бурих глин залягають строкаті глини неогену від сірого до зеленуватого кольору потужністю до 25 м, вони теж набухають, але вже оцінюються як слабконабухаючі, іноді – середньоабухаючі, тиск набрякання цих глин складає $\approx 0,015$ МПа;

– під підшвою строкатих глин залягають дрібнозерністі кварцові піски полтавської світи, які поступово переходять у піски верхнього палеогену, середня потужність пісків – 25 м; до пісків приурочено горизонт міжпластових вод, який дренується бортами балок; водотривом міжпластових вод служать темно-сірі глини берекської світи.

У наш час на схилах лесового плато діють зсувні процеси. Загальна схема розвитку зсувів на схилах Полтави наведена на рис. 2.65. Усю зону схилу можна поділити на три характерних ділянки. Ділянка I охоплює верхню частину схилу – ту, яка складена лесами і лесовидними суглинками. Крутизна схилу тут досягає 55°. Зсуви на цій ділянці виникають регулярно у часі з причин додаткового зволоження ґрунтів за рахунок атмосферних та

техногенних чинників, підрізання й довантаження схилу. Матеріал стародавніх зсувів, переміщений під дією власної ваги, залягає нижче на схилі і позначений як делювій (див. рис. 2.65, а).

Тобто за рахунок обвалювання верхньої частини схилу, складеної лесовими породами, на поверхні глини утворюються сучасні наносні ґрунти потужністю від 0,5 до 5 м. Характерним є те, що потужність цих ґрунтів змінюється впоперек схилу хвилеподібно. Природа цієї будови зумовлена з одного боку роботою мас ґрунту, які пересуваються на окремих ділянках, а з іншого – процесами набухання ґрунту при інтенсивному зволоженні. Інтенсивне зволоження глини можливе у першу чергу в мульдах цих хвиль тому, що в них іде накопичення ґрунтових вод (див. рис. 2.65, б).

Унаслідок зволоження мас ґрунту у другій зоні схилу на окремих його ділянках (по-перше, на тих, де йде їх інтенсивне зволоження) розвиваються локальні зсуви з поверхнею ковзання по четвертинних та неогенових глинах. Маса ґрунту переміщуються вниз по схилу до виходу пісків на поверхню. На цій ділянці в зоні III рух мас ґрунту затримується за рахунок його дренажу піском (див. рис. 2.65, в).

Із часом у процесі дренажу виникає явище кольматації пісків під тілом зсуву. Під ним у піску утворюється псевдодотрив, що сприяє подальшому насиченню ґрунту тіла зсуву поверхневими і підземними водами. Рух мас ґрунту відновлюється, але, внаслідок великої кругизни цієї ділянки схилу, можливі навіть його обвалення (див. рис. 2.65, г).

Особливу увагу необхідно звернути на експлуатацію будівель і споруд на зсувонебезпечних схилах. Прикладом недалекоглядних заходів на подібних територіях може послужити причина розвитку зсуву на східному схилі Полтавського плато у с. Червоний Шлях.

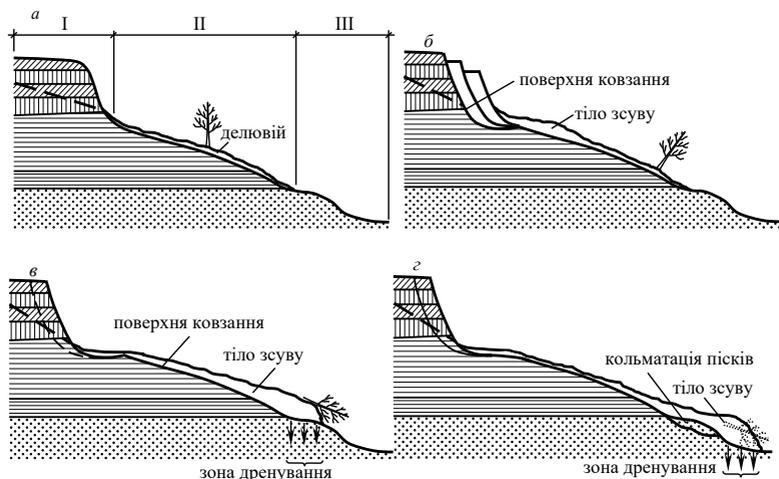
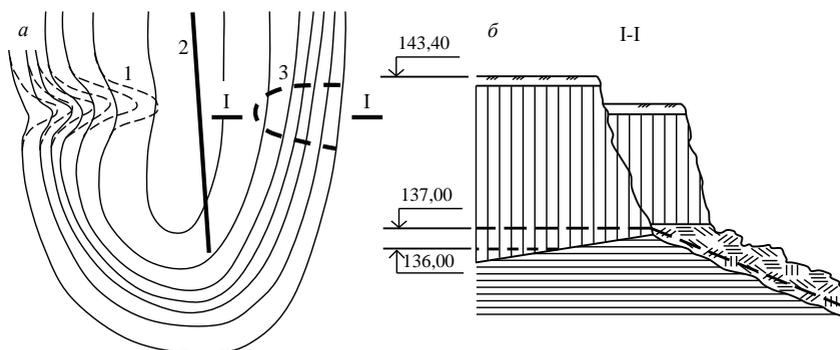


Рис. 2.65. Схеми дії зсувів на схилах Полтави

На рис. 2.66, *а* показано план ділянки де позначені межі зсуву, водогін і яр, крізь який іде розвантаження ґрунтових вод із плато. На рис. 2.66, *б* представлено розріз по зсуву, на котрому видно, що водотрив має нахил від схилу в сторону яру. Раніше рівень ґрунтових вод був нижчим і ґрунтові води не переливалися на схил.



**Рис.2.66. Схема розвитку зсуву в районі с. Червоний Шлях:
а – план; б – розріз по I-I; 1 – яр розвантаження ґрунтових вод; 2 – водогін; 3 – межі розвитку зсуву**

Згодом у процесі забудови території почалося засипання яру ґрунтом. Зараз він на 2/3 засипаний і перетворений у город. Дренування ґрунтових вод на цій ділянці плато зменшилося, рівень їх почав підійматися, чому сприяло і витікання води з водогону. Настав момент, коли ґрунтові води вийшли на схил. Це й стало причиною утворення цього зсуву. Виправити становище вдалося шляхом улаштування дренажу по дну засипаного яру.

Отже, при прогнозуванні зсувних процесів слід здобути детальні дані про особливості геоморфологічної та геологічної будови схилу, нашарування ґрунтів, оцінити фізико-механічні характеристики ґрунту та визначити положення поверхні ковзання з точки зору класифікаційних особливостей зсуву. Додатково необхідно зробити прогноз зміни режиму підземних вод, а також зважити на можливі техногенні втручання.

На рис. 2.67 також подано достатньо характерний наочний приклад наслідків зсуву.



Рис. 2.67. Фото зсуву (м. Київ, вул. Амосова), 2015 р.

3. ОСНОВИ ГІДРОГЕОЛОГІЇ

3.1. КРУГООБІГ ВОДИ В ПРИРОДІ

Вода – одна з найбільш розповсюджених речовин на земній кулі. Вона є складовою частиною більшості оболонок Землі. Вода, що входить до складу живих організмів, утворює біосферу. У вигляді пари, рідини та в твердому стані ми можемо знайти її в літосфері й атмосфері. Але звичайно основна маса води зосереджена в гідросфері (див. рис. 3.1).

Як видно з таблиці 3.1, в атмосфері одночасно знаходиться близько 14 тис. км³ води.

Таблиця 3.1

Розподіл води в гідросфері Землі

Частина гідросфери	Об'єм води, тис. км ³	% від загального об'єму
Світовий океан	1370323	93,96
Підземні води, у т. ч. в зоні активного обміну	60000 4000	4,12 0,27
Льодовики	24000	1,65
Озера	280*	0,019
Ґрунтова волога	85**	0,006
Пара атмосфери	14	0,001
Річкові води	1,2	0,0001
Всього:	1454703	≈100

* - у т. ч. близько 5 тис. км³ води у водосховищах;

** - у т. ч. близько 2 тис. км³ зрошувальних вод.

Із земної кулі щорічно випаровується і повертається на неї у вигляді опадів 510-520 тис. км³ води, тобто в середньому кожні 10 діб замінюється весь об'єм води в атмосфері. Цей перехід води з однієї сфери в іншу й називається кругообігом.

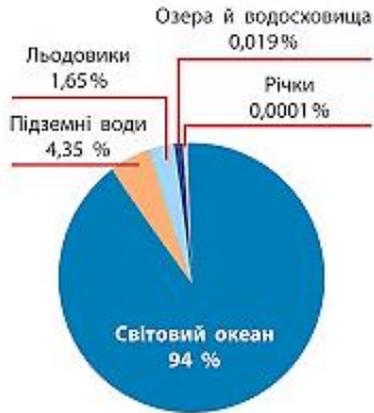


Рис. 3.1. Діаграма розподілу води в гідросфері

Випаровуючись із поверхні океанів, морів, озер, рік, суші та рослинного покриву (цей процес називається транспірацією) під дією сонячного проміння чи інших факторів, вода переходить в атмосферу у вигляді пари. В процесі переміщення повітряних мас водяна пара переноситься, за деяких умов згущується і випадає на Землю у вигляді дощу, снігу, граду та ін.

Опади також можуть утворюватися безпосередньо на поверхні Землі внаслідок зниження температури повітря до точки роси (роса, іній, паморозь тощо). Кількість опадів вимірюється товщиною шару води, що випала в мм, дуже нерівномірно розподілена на земній кулі. Так, деякі райони непалу та індії отримують по 12000-16000 мм (іноді до 20000 мм) на рік, а пустеля атаками в чилі – 1-7 мм на рік.

Лише близько 20% води, що випала, йде в стоки, 20% інфільтрується в товщу гірських порід і 60% повертається в атмосферу, випаровуючись. Із цієї точки зору цікавим явищем є так звані «сухі» дощі в районах із жарким кліматом, коли дощова вода випаровується раніше, ніж каплі досягнуть поверхні Землі.

Насамперед необхідно виділити (див. рис. 3.2) основні кругообіги, які здійснює вода. Великим називається кругообіг, при котрому частина водяної пари, що утворилася в результаті випаровування води морів і океанів, переноситься на сушу, де випадає у вигляді опадів та стікає знову в моря й океани у вигляді поверхневого і підземного стоків. При малому кругообігу частина води, що випарувалася з поверхні морів та океанів випадає тут же у вигляді опадів. Внутрішній (материковий) кругообіг забезпечується водою, що випаровується з рік, озер, суші і там же випадає у вигляді опадів. Як було сказано вище, частина води інфільтрується в товщу гірських порід і досягає рівня підземних вод. На пониженнях місцевостях підземні води виходять на поверхню у вигляді джерел, боліт. таким чином у загальний кругообіг включаються і підземні води.



Рис. 3.2. Схема кругообігу води в природі

3.2. ПОХОДЖЕННЯ І ФОРМУВАННЯ ПІДЗЕМНИХ ВОД

Оцінити запаси підземних вод складно, тому за даними різних учених їхня кількість може значно коливатися. Орієнтовно запаси підземних вод – 60-100 млн. км³.

Звичайно, людство давно намагалося з'ясувати походження підземних вод. Оскільки процес інфільтрації розповсюджений майже всюди, то однією з перших теорій їх походження стала *інфільтраційна*. Вперше вона з'явилася в I ст. до н.е. (Марк Вітрувій Полліо), а популярність отримала в XVII-XVIII ст. завдяки Б. Паліссі, Е. Маріотту, М.В. Ломоносову та ін.

Однак ще раніше, в IV ст. до н.е., давньогрецький філософ Арістотель висловив думку, що, хоч джерелом усіх вод на Землі є атмосфера, живлення рік відбувається двояким шляхом: по-перше, дощовими водами, по-друге, головним чином водами, що утворюються в багаточисленних земних холодних порожнинах шляхом конденсації в них парів із повітря, яке надходить з атмосфери. Отже, Арістотель став основоположником *конденсаційної* теорії. В XIX ст. цю теорію розвинув О. Фольгер, проте широкого розповсюдження вона набула лише після широкомасштабних експериментів і спостережень, проведених О.Ф. Лебедевим у 1907-1919 рр. За теорією Фольгера, атмосферне повітря проникає в пори ґрунту й, стикаючись із холодною поверхнею частинок, віддає їм частину своєї вологи. О.Ф. Лебедев же довів, що відбувається міграція не атмосферного повітря, а лише водяної пари за рахунок різниці його пружності в атмосферному та ґрунтовому повітрі.

Сучасними дослідженнями встановлено, що основним видом живлення підземних вод, які знаходяться в зоні активного водообміну, є інфільтрація опадів, оскільки за рахунок конденсації ґрунт отримує лише декілька десятків міліметрів води за рік (див. рис. 3.3).

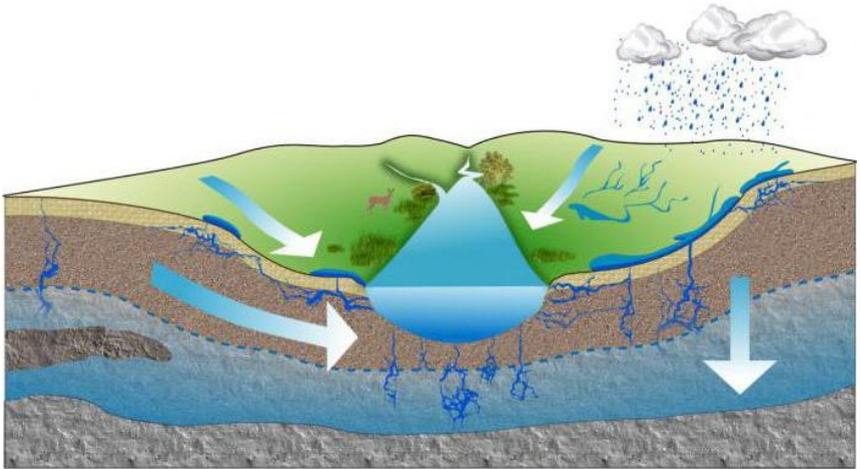


Рис. 3.3. Схема інфільтраційної теорії походження підземних вод

В останні роки більшість учених розглядають конденсаційну теорію спільно з інфільтраційною, оскільки волога в цих видах живлення має атмосферне походження. Однак ці теорії не можуть пояснити походження високомінералізованих вод та розсолів глибоких шарів осадових товщ. Тому виникла так звана *седиментаційна* теорія походження підземних вод. За цією теорією, високомінералізовані води в породах є залишковими (реліктовими) водами стародавніх морів, які утворилися одночасно з відкладами осадових у морських басейнах і зберегли свій склад у незмінному вигляді до наших часів. Ця теорія має ще назву *реліктової*.

У 1902 р. відомий австрійський геолог Е. Зюсс запропонував *ювенільну* теорію походження підземних вод. Згідно з цією теорією, утворення підземних вод відбувається за рахунок виділення пари з магми, яка, конденсуючись, підіймається по глибоких тектонічних тріщинах та розломах і з'являється на поверхні у вигляді мінеральних джерел. Дослідження показують, що в магмі знаходиться 0,5-8% (а в деяких випадках до 15%) води. За даними голландського вченого Ф. Кюенена,

щорічно з надр землі надходить близько $0,04 \text{ км}^3$ ювенільних вод. Однак, беручи до уваги деякі теорії формування Землі як планети, можна зробити припущення, що майже всі води мають ювенільне походження. Виняток становить вода, яка утворюється за рахунок потоку космічних частинок. Протони захоплюють у верхніх шарах атмосфери електрони і перетворюються в атоми водню, які вступають в реакцію з киснем й утворюють воду. За даними Л.С. Абрамова, таким чином утворюється близько $1,5 \text{ км}^3$ води за рік, яка випадає у вигляді опадів на Землю. З іншого боку, під дією космічного випромінювання молекули води, що потрапили у високі шари атмосфери, розпадаються на іони та частково втрачаються у відкритому космосі, долаючи силу тяжіння Землі.

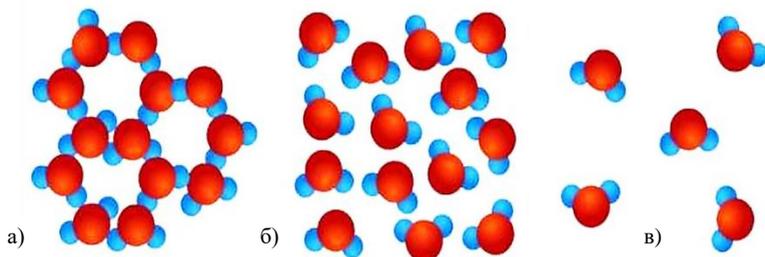
Найбільший інтерес, звичайно, викликають води, що знаходяться у верхніх шарах земної кори. Накопичення підземних вод можна представити як динамічний процес утворення вод під дією сили тяжіння, капілярних і молекулярних сил поблизу поверхні землі. Так під час повені річкові води просочуються в алювіальні відклади та викликають підйом рівня ґрунтових вод. У результаті утворюються прісні підземні води. Під час меліорації виникають шари прісних вод, що плавають поверх солоних, а при розчиненні пластів солі – солоні і розсільні води. Накопичення вод може проходити й іншим шляхом.

Формування хімічного складу підземних вод – це довготривалий фізико-хімічний процес перетворення підземних вод, який проходить на різній глибині, при різних температурах і тиску, випаровуванні, конденсації та ряді інших явищ.

3.3. ВИДИ ВОДИ В ПОРАХ ГІРСЬКИХ ПОРІД

У порах і тріщинах гірських порід завжди знаходиться вода (див. рис. 3.4) в газоподібному, рідкому чи твердому стані. Існує ряд класифікацій видів води в гірських породах. В інженерній геології популярна класифікація, запропонована О.Ф. Лебедєвим (1930 р.), а потім уточнена згідно з найновішими уявленнями про природу води, будову її молекули та характер фізико-хімічної взаємодії води з мінеральними частинками порід:

1. Вода в стані пари (водяна пара).
2. Вільна вода:
 - а) гравітаційна;
 - б) капілярна.
3. Фізично зв'язана вода:
 - а) міцно зв'язана – адсорбована (гігроскопічна) вода;
 - б) слабо зв'язана (плівкова) вода.
4. Вода в твердому стані (лід).
5. Вода в кристалічній решітці мінералів (хімічно зв'язана):
 - а) конституційна;
 - б) кристалізаційна;
 - в) цеолітна.



*Рис. 3.4. Структура води в різних агрегатних станах:
а - твердий стан; б - рідкий стан; в - газоподібний стан*

Водяна пара заповнює пори піщано-глинистих і великоуламкових порід, а також тріщини і порожнини скельних порід. Тут повітря звичайно насичене водяною парою, тобто має відносну вологість близьку до 100%. Під впливом зміни температури й тиску пара може конденсуватися і, навпаки, рідка вода перетворюватися у пару. Водяна пара переміщується із місць із вищою температурою в місця з нижчою температурою, де пружність водяних парів менша. Тому взимку рух водяної пари спрямований до верхніх шарів гірських порід, а влітку – навпаки, вглиб Землі. Тим самим пара води в порах порід знаходиться в постійній динамічній рівновазі з іншими видами води та з парою води в атмосфері.

Вільна гравітаційна вода – підземна вода, яка рухається в порах і тріщинах гірських порід під дією сили тяжіння. Гравітаційна вода має всі властивості, які притаманні звичайній воді: здатність розчиняти, передавати гідростатичний тиск, під час руху викликати гідродинамічні сили, що впливають на мінеральні частинки порід. Гідростатичний тиск води, котра знаходиться в порах породи, зменшує вагу скелета породи відповідно до закону Архімеда, а також створює виважуючий тиск на підшву фундаментів споруд, побудованих нижче від рівня ґрунтових вод.

Вільна капілярна вода заповнює капілярні пустоти та найтонші тріщини в породах. Вона підіймається від рівня ґрунтових вод угору по капілярних порожнинах під дією сили поверхневого натягу на межі розподілу води і повітря, утворюючи вище від рівня підземних вод зону капілярного насичення й відокремлюючись від зони аерації капілярною каймою. Висота капілярного підняття води досягає: у пісках 0,15-1,0 м, у суглинках 2-4 м, у глинах 5-20 м. У деяких умовах вода може заповнювати капіляри, не маючи безпосереднього зв'язку з рівнем підземних вод. Такі води на відміну від капілярно піднятих називають капілярно підвішеними (див. рис. 3.5).

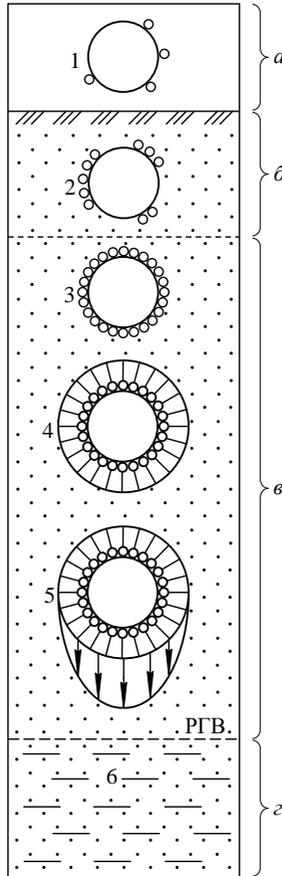


Рис. 3.5. Види води в гірських породах:
a – атмосфера; б – повітряно-суха порода;
в – волога порода; г – порода, насичена водою;
1, 2 – частинки з неповною гігроскопічністю;
3 – частинки з повною гігроскопічністю;
4, 5 – частинки з плівковою водою; 6 – гравітаційна вода

Фізично зв'язана вода ділиться на міцно зв'язану (гігроскопічну) і слабо зв'язану (плівкову). Гігроскопічною водою називають воду, що утворилася в процесі конденсації водяної пари шляхом адсорбування її мінеральними частинками. Гігроскопічна вода не піддається силі тяжіння,

не передає гідростатичного тиску, не має здатності розчиняти речовини. Вона має щільність до $1,7 \text{ т/м}^3$ і не замерзає до температури до мінус 78°C . При нагріванні породи до 105°C гігроскопічна вода повністю видаляється.

Розрізняють неповну та максимальну гігроскопічність. При максимальній гігроскопічності вода покриває всю поверхню частинок тонкою плівкою товщиною до $0,008 \text{ мкм}$. Останні дослідження дали змогу виділити два шари міцно зв'язаної води. Шар, що безпосередньо прилягає до частинки породи, звичайно спостерігається при вологості, близькій до неповної гігроскопічності. Цей шар води (нерухомий за Б.В. Дерягиним) має товщину 1-3 молекули, складається з орієнтованих молекул, при зволоженні виділяє теплоту. За властивостями ця вода близька до твердого тіла. Цей шар води має чітко виражену межу, яка відокремлює його від наступного «верхнього» шару також міцно зв'язаної води. Товщина верхнього шару складається з кількох молекул, орієнтація молекул менш витримана, тепло при зволоженні не виділяється. Цей шар води називається ще сольватний, або осмотичний, і відповідає вологості породи, рівній максимальній гігроскопічності. Максимальна гігроскопічність залежить від величини мінеральних частинок, із яких складається гірська порода, і складає в пісках – до 1%, у суглинках – до 7%, у глинах – до 21% ваги частинок. Гігроскопічна вода недоступна рослинам.

Плівкова вода, як і гігроскопічна, покриває поверхні мінеральних частинок глинистих порід плівкою завтовшки $0,25\text{-}0,5 \text{ мкм}$. Ця вода може бути відокремлена від частинок також лише шляхом висушування. Утворення плівкової води не супроводжується виділенням теплоти зволоження. Плівкова вода може переміщуватися від частинок із більшою товщиною плівки до частинок із меншою товщиною плівки незалежно від дії сили тяжіння. Швидкість руху її залежить від температури, здатність

розчиняти значно знижена, замерзає при температурі нижче від нуля, гідростатичного тиску не передає.

За О.Ф. Лебедєвим гігроскопічна вода разом із плівковою називаються *молекулярною* водою. Найбільша кількість такої води, втримуваної гірською породою, називається *максимальною молекулярною вологомісткістю*. Вона становить у пісках 1-7%, у супісках 9-13%, у суглинках 15-23%, у глинах 25-44% маси частинок.

Молекулярна вода втримується на поверхні мінеральних частинок електромолекулярними силами. Механізм дії цих сил такий. Діелектрична постійна води значно більша від діелектричної постійної мінеральних частинок. Тому при зіткненні мінеральної частинки з водою частинка отримує негативний електричний заряд, а навколо неї виникає електричне поле. У той же час молекули води – це диполі з позитивними іонами водню та негативними іонами кисню. Потрапляючи в електричне поле мінеральних частинок, диполі води притягуються до їх поверхні й орієнтуються в електричному полі певним чином (див. рис. 3.6). Так виникають шари зв'язаної води. Явища, пов'язані з утворення гігроскопічної і плівкової вод, проявляються тим сильніше, чим дрібніші мінеральні частинки. Це пояснюється тим, що сумарна площа поверхні частинок у 1 см^3 , або питома поверхня, збільшується зі зменшенням їхнього розміру. Якщо сторона кубика дорівнює 1 см , то площа його поверхні дорівнює 6 см^2 , а при розмірі сторони кубика $0,0001 \text{ см}$ кількість кубиків у 1 см^3 буде дорівнювати 10^{12} при загальній площі поверхні 60000 см^2 (6 м^2). Цим можна пояснити ту обставину, що породи, які містять у собі навіть невелику кількість глинястих частинок, набувають властивостей, притаманних глинистим породам.

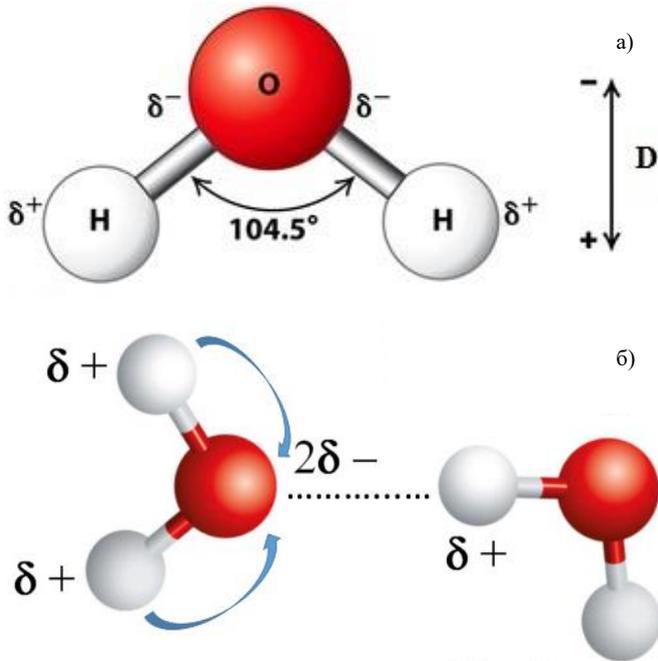


Рис. 3.6. Будова молекули води (а) та утворення водневого зв'язку (б)

Яке ж співвідношення між зв'язаною та вільною водою в породах? У пісках, де питома поверхня невелика, більшість води вільна. У глинястих породах – супісках, суглинках – майже вся, а в глинах уся вода є зв'язаною. Тому при проектуванні водозниження, дренажу та водозаборів слід приймати це до уваги. Так улаштування дренажу в глинах неефективне через те, що вода, будучи зв'язаною, від мінеральних частинок не відділяється.

В електричному полі мінеральних частинок є не лише диполі води, а й катіони різних речовин, які орієнтують диполі води. Таким чином, можна говорити про оболонки водно-колоїдного типу навколо мінеральних частинок. Такі оболонки відіграють важливу роль у забезпеченні зв'язаності глинистих порід (див. рис. 3.7).

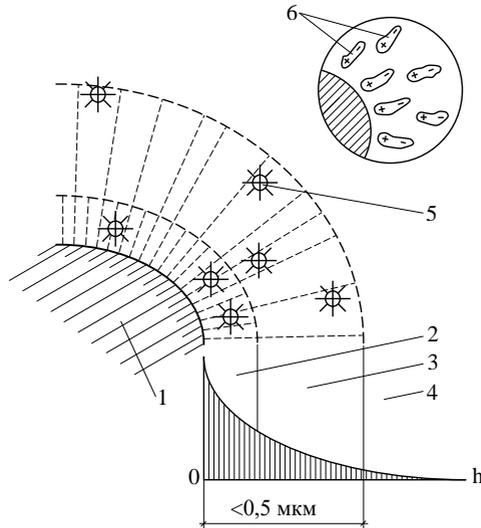


Рис. 3.7. Електромолекулярні сили у системі «мінеральна частинка – вода»:
1 – мінеральна частинка; 2 – гігроскопічна вода;
3 – плівкова вода; 4 – вільна вода; 5 – катіони;
6 – диполі води

Вода в твердому стані утворюється при температурі порід нижче від нуля, коли гравітаційна й частина зв'язаної води замерзає і знаходиться в породах у вигляді кристалів, лінз, прошарків, жил або значних масивів льоду. Кристали льоду цементують окремі мінеральні частинки, перетворюючи пухкі породи в тверді. Властивості порід, зцементованих льодом, різко відрізняються від властивостей талих порід. Вивченням їх властивостей займається окрема наука – мерзлотознавство (див. рис. 3.8).

Конституційна вода входить до кристалічної решітки мінералів у вигляді іонів H^+ , OH^- , H_3O^+ та ін., беручи участь у їх будові, наприклад $Ca(OH)_2$. З мінералів гідроксильні групи можуть бути видалені лише при нагріванні до 300-1000°C. При руйнуванні кристалічної решітки мінералів іони реагують між собою, утворюючи молекули води.



Рис. 3.8. Різні форми кристалів води

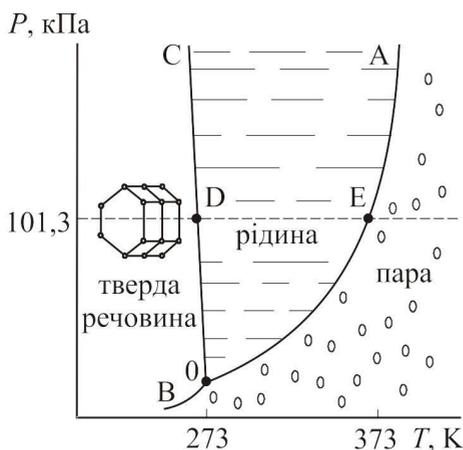
Кристалізаційна вода бере участь у будові кристалічної решітки деяких мінералів у вигляді молекул H_2O , наприклад гіпс $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, мірабіліт $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ та ін. Ця вода може бути видалена, як і конституційна, нагріванням (до температури нижче ніж 300°C), що призводить до руйнування кристалічної решітки та її перебудови (наприклад, гіпс перетворюється в ангідрит).

Цеолітна вода – частина кристалізаційної води, яка може виділятися і знову поглинатися без руйнування кристалічної решітки. Вона входить у склад кристалічної решітки деяких мінералів-цеолітів, які є представниками водних алюмосилікатів.

3.4. ФІЗИЧНІ ВЛАСТИВОСТІ, ХІМІЧНИЙ І БАКТЕРІАЛЬНИЙ СКЛАД ПІДЗЕМНИХ ВОД ТА ЇХ АГРЕСИВНІСТЬ

До фізичних властивостей підземних вод відносяться температура, щільність, прозорість, колір, запах, смак і присмак, електропровідність, радіоактивність, стисливість та в'язкість.

Температура підземних вод змінюється в досить широких межах і залежить від геологічної будови, фізико-географічних умов та режиму їх живлення (див. рис. 3.9). За температурою води поділяються на холодні (з температурою нижче від 20°C), теплі (20-37°C), гарячі (37-42°C) і дуже гарячі (терми, з температурою вище від 42°C). У зонах розповсюдження



вічної мерзлоти високомінералізовані води можуть мати від'ємну температуру (-5°C і нижче). В районах молоді вулканічної діяльності, а також у місцях виходу гейзерів температура води сягає більше ніж 120°C. У внутрішній геотермічній зоні глибокими буровими свердловинами (3-4 км) зустрічаються перегріті підземні води з температурою 150°C.

Рис. 3.9. Діаграма фазового стану води

Найбільшу щільність вода має при температурі близько 4°C. На відміну від інших рідин при охолодженні нижче ніж 4°C вона розширяється, тому лід легший від води, його щільність – 0,92 т/м³. Щільність прісної води при температурі 4°C – 1,0 т/м³, щільність морської води – 1,03-1,08 т/м³. Щільність підземних вод становить 1,0-1,4 т/м³ (див. рис. 3.10).

Прозорість води – це здатність її пропускати світлові промені. Вона залежить від вмісту у воді механічних домішок і органічних речовин. Виділяють прозорі води, злегка мутні, мутні й дуже мутні. Визначення прозорості проводять у спеціальних приладах.

Колір води залежить від її хімічного складу, механічних і колоїдних домішок. Хімічно чиста вода звичайно має небесно-блакитний колір, а інколи безбарвна. Болотні води мають жовтий колір завдяки присутності гумінових кислот, закисні солі заліза Fe^{2+} надають воді зеленувато-блакитне забарвлення, а полуторні окисли заліза Fe^{3+} – іржаве, буре.

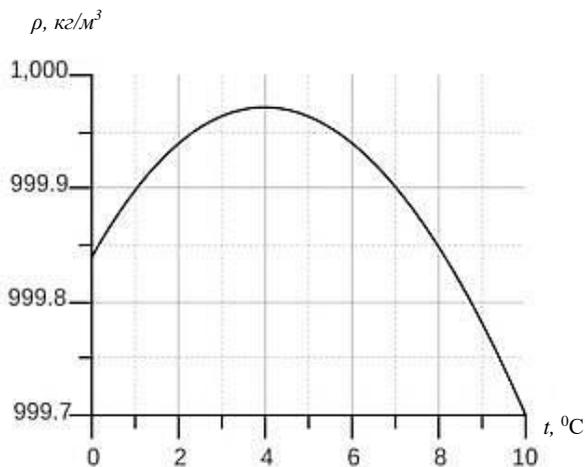


Рис. 3.10. Графік залежності щільності води від температури

У більшості випадків підземні води не мають *запаху*. Однак іноді вони мають запах тухлих яєць (наявність сірководню), «болотний» запах (гумінові кислоти), гнильний запах, запах плісняви й ін. А лікувальна вода «Нафтуса» навіть отримала назву за свій запах. Для точного визначення запаху воду підігрівають до температури 50-60°C.

Смак і присмак води залежить від розчинених речовин, газів та різноманітних домішок. Хлориди надають воді солоний смак, сульфати – гіркий, солі заліза – “іржавий”, органічні речовини – солодкуватий, вільна вуглекислота – приємний, освіжаючий смак. Смак визначають у воді, підігрій до температури 20-30°C.

Унаслідок наявності у воді розчинених речовин підземним водам властива *електропровідність*. Величина електропровідності залежить від концентрації розчинених речовин.

Підземні води, які містять у собі природні радіоізотопи урану, радону і радію, називаються *радіоактивними*. За дуже незначним винятком усі підземні води тією чи іншою мірою радіоактивні, однак небезпечні рівні радіації зустрічаються досить рідко.

Стисливість показує зміну об’єму води під дією тиску. Ступінь стисливості води залежить від кількості розчиненого в ній газу, температури й хімічного складу. Проте при розрахунках в інженерній геології та механіці ґрунтів воду можна вважати практично нестисловою.

В’язкість характеризує внутрішній опір частинок рідини її руху. В’язкість підземних вод в основному залежить від температури і ступеня мінералізації. Причому зі збільшенням температури в’язкість зменшується, а зі збільшенням мінералізації збільшується.

Вода – добрий розчинник. У природних водах виявлені в розчиненому виді майже всі складники періодичної системи Д.І. Менделєєва. Отже, підземні води є природними розчинами. Найбільш широко розповсюджені в природних водах *Cl, S, C, Si, N, O, H, K, Na, Mg, Ca, Fe, Al*; інші елементи зустрічаються рідко і в малих кількостях. Формування хімічного складу підземних вод відбувається внаслідок складних хімічних та фізико-хімічних процесів, таких, як розчинення й вилугування гірських порід; обмінна адсорбція між водою і поглинутим комплексом породи;

внутрішньогрунтове випаровування капілярної кайми ґрунтових вод; мікробіологічні процеси; змішування вод тощо.

Властивості підземних вод визначають кількість і співвідношення розчинених у них солей, які присутні у вигляді іонів – катіонів і аніонів. Найбільше практичне значення мають катіони H^+ , K^+ , Mg^{2+} , Ca^{2+} , Fe^{2+} , Mn^{2+} й аніони OH^- , Cl^- , SO_4^{2-} , HCO_3^- , CO_3^{2-} (див. рис. 3.11). Вміст хімічних елементів, що знаходяться у воді, її сполук і газів характеризує загальну мінералізацію води. Її визначають за сухим залишком, котрий одержують шляхом випарювання води при температурі 105-110°C. За кількістю сухого залишку води ділять на прісні (до 1 г/л), слабкосолоні (1-5 г/л), солонуваті (5-10 г/л), солоні (10-50 г/л) та розсоли (50 г/л і більше).

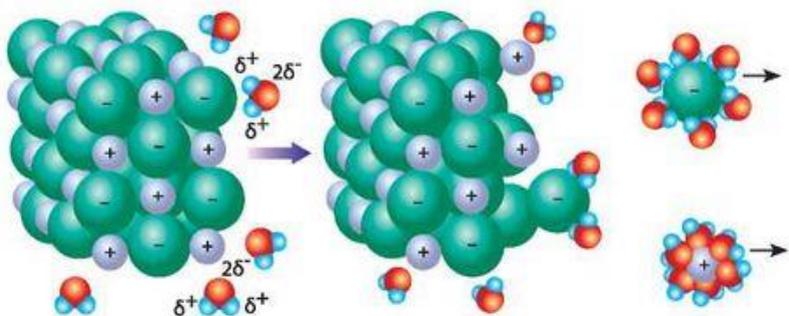


Рис. 3.11. Схема розчинення речовин водою

Наявність у воді тих чи інших компонентів або їх переважання зумовлює характер реакції води, її жорсткість й агресивність. Для оцінки характеру реакції води потрібно знати концентрацію водневих іонів, яку кількісно виражає величина pH . Відомо, що вода слабо дисоціює (розпадається на іони: водневий H^+ та гідроксильний OH^-). При температурі 22°C у чистій воді вміст водневих і гідроксильних іонів дорівнює 10^{-7}

ммоль/л (кожного окремо). Для будь-якого водного розчину добуток концентрації водневих та гідроксильних іонів є величиною сталою, що дорівнює 10^{-14} . Величина pH визначається як логарифм концентрації водневих іонів, узятий із протилежним знаком: $pH = -\lg(H^+)$. Величина pH змінюється в межах від 0 до 14. Для нейтральних вод $pH=7$, якщо $pH < 7$, то вода має кислу реакцію (тобто водневих іонів більше, ніж гідроксильних), а якщо $pH > 7$, то лужну. Визначають pH за допомогою приладу, що має назву pH -метр, або колориметричним способом, який ґрунтується на властивості індикаторів змінювати колір залежно від концентрації водневих іонів. У більшості підземні води мають слабо-лужну реакцію (див. рис. 3.12).

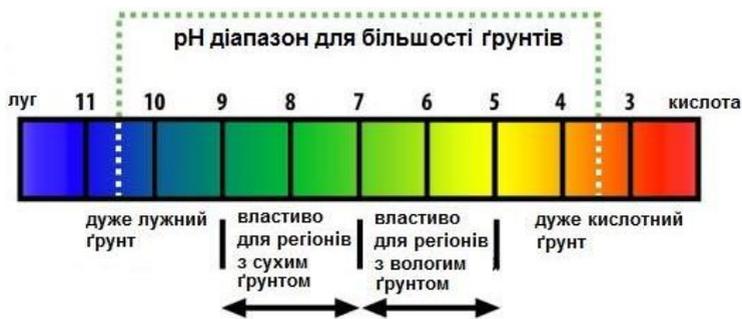


Рис. 3.12. Величина pH для різних ґрунтів

Жорсткість води – особлива її властивість, зумовлена наявністю розчинених у ній солей кальцію та магнію. Від жорсткості води утворюється накип у парових котлах і посуді, така вода погано миється й т.д. Жорсткість виражається в мілімолях на літр; 1 ммоль/л жорсткості відповідає вмісту в 1 л води 20,04 мг Ca^{2+} , або 12,16 мг Mg^{2+} .

Розрізняють загальну жорсткість, спричинену наявністю всіх солей Ca і Mg ; постійну – наявні всі солі Ca та Mg за винятком бікарбонатів; тимчасову, яка залежить від вмісту бікарбонатів Ca й Mg . Тимчасова

жорсткість зникає при кип'ятінні внаслідок руйнування бікарбонатів і переходу їх у карбонати, що випадають у осад. За жорсткістю вода буває: м'яка – менше ніж 3 ммоль/л, середньої жорсткості – 3-6 ммоль/л, жорстка – 6-9 ммоль/л, дуже жорстка – більше від 9 ммоль/л.

Агресивність підземних вод виявляється в її руйнівному впливі на бетон, розчини, кам'яний матеріал і сталь фундаментів і підземних споруд. Інтенсивність агресивної дії підземних вод тим вища, чим вища водопроникність породи водоносного шару. Розрізняють види агресивності залежно від вмісту: іонів HCO_3^- – вилуговуюча, pH – загальнокислотна, вільного вуглекислого газу (CO_2) – вуглекислотна, вільного кисню (O_2) – киснева, іонів SO_4^{2-} – сульфатна, Mg^{2+} – магнезійна.

Різноманітні випадки прояву цих видів агресивності підземних вод розглядаються в будівельних нормах і правилах. В окремих випадках агресивність спричинюється тим, що атмосферні води (талі та дощові) фільтруються у водоносний шар крізь товщу шлаків або відходів хімічного виробництва. Можливе й проникнення скидних вод, які містять агресивні розчини, у водоносний шар. Для боротьби з агресивним впливом підземних вод використовують щільні бетони на цементах відповідних марок, улаштовують гідроізоляцію, дренаж тощо.

Бактеріальний склад підземних вод характеризується вмістом різноманітних мікроорганізмів, у т.ч і патогенних. Для оцінки бактеріального забруднення користуються колі-титром, тобто об'ємом води, що містить одну кишкову паличку, чи колі-тестом – кількістю кишкових паличок у 1 л води. Залежно від колі-титру води мають шість градацій – від бездоганно здорових (500-700 см³) до зовсім непридатних (25-50 см³). Для пиття може використовуватися вода з колі-тестом не більше від трьох. Кількість бактерій у воді зменшується з глибиною (див. рис. 3.13).

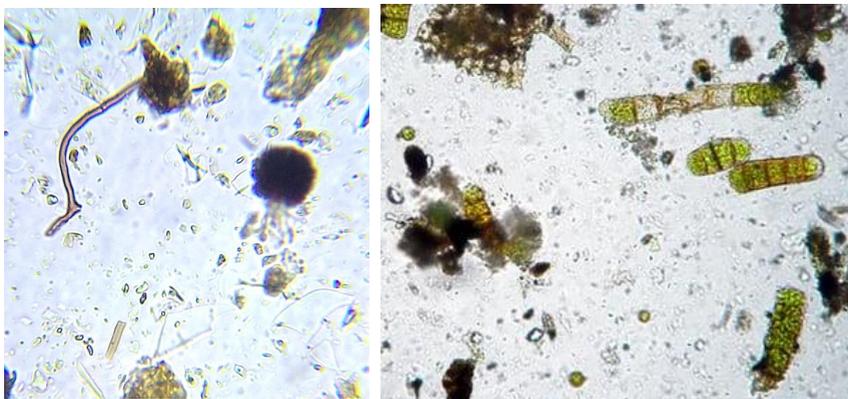


Рис. 3.13. Бактерії у воді

3.5. КЛАСИФІКАЦІЯ ПІДЗЕМНИХ ВОД

Єдиної загальноприйнятої класифікації підземних вод не існує, що зумовлено їх надзвичайною різноманітністю. В основу класифікації підземних вод можна взяти багато факторів: генетичні ознаки, фізичні властивості, хімічний склад, гідравлічні ознаки, умови залягання, літологічний склад водоносних шарів, вік підземних вод й ін. Класифікації за деякими ознаками були розглянуті вище, тому спинимося на інших, особливо актуальних для будівництва (див. рис. 3.14).

За умовами залягання та характером порожнин, що займають підземні води, можна виділити: 1) *порові* води, які залягають і циркулюють у порах гірських порід поверхневої частини земної кори; 2) *тріщинні* води, що циркулюють у скельних (магматичних, метаморфічних та осадових) породах, що мають рівномірну тріщинуватість; 3) *міжпластові* води, котрі залягають і циркулюють у порах чи тріщинах осадових гірських порід, що перекриваються й підстилаються водонепроникними породами; в свою чергу вони підрозділяються на порово-пластові і тріщинно-пластові;

- 4) карстові води, які циркулюють у масивах закарстованих порід;
5) тріщинно-жилінні води, що циркулюють в окремих тектонічних тріщинах та в зонах тектонічних розломів.

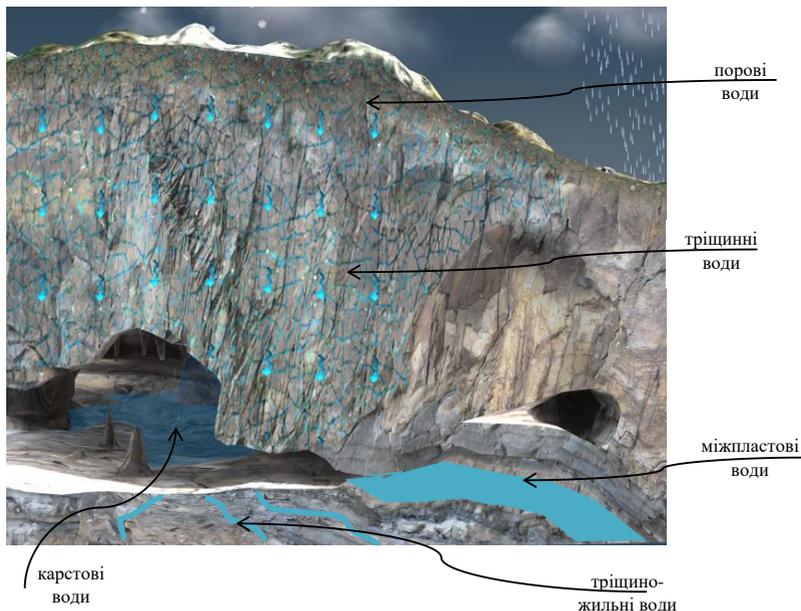


Рис. 3.14 Класифікація підземних вод

Залежно від гідравлічних ознак підземні води можуть бути напірними або безнапірними. Згідно з віком водовміщуючих порід підземним водам дають відповідне найменування, наприклад: води кам'яновугільних відкладів, юрських, крейдяних тощо.

Крім солей, у підземних водах завжди містяться гази. Розрізняють вуглекислі, сірководневі, радонові та інші води. Підземні води, що містять у розчиненому вигляді промислові концентрації хімічних елементів, називаються *промисловими*. Розрізняють йодові, бромні й інші води.

3.6. ХАРАКТЕРИСТИКА ПІДЗЕМНИХ ВОД

У самій верхній частині земної кори, яка найбільше доступна для досліджень і дуже важлива з точки зору господарської діяльності людини, виділяють три зони, що розрізняються за характером підземних вод (див. рис. 3.4). Верхня зона між землею поверхнею й поверхнею ґрунтових вод називається *зоною аерації*. В ній у порах порід, тріщинах і інших пустотах знаходяться фізично зв'язані, капілярно підвішені води та водяна пара. Частина пор заповнена повітрям. Інколи ґрунтові умови сприяють накопиченню підземних вод на невеликих лінзах водонепроникних або менш проникних порід унаслідок інфільтрації дощових і талих вод. Такі води називають *верховодкою*. Характерними її ознаками в більшості випадків є відносно невелика площа розповсюдження, сезонність існування, невелика товщина водоносного шару й малі запаси. Однак інколи режим верховодки характеризується відносною постійністю, і тоді її води використовуються для місцевого водопостачання. Верховодка не завжди виявляється під час інженерно-геологічних досліджень й у результаті може завдати шкоди підземним комунікаціям та приміщенням.

Над поверхнею ґрунтових вод розміщена *зона капілярної води*. В цій зоні тонкі пори заповнені водою, а більші вільні. Висота цієї зони визначається висотою капілярного підняття води в породі.

Зона насичення по суті і є шар ґрунтових вод, у якому всі пори заповнені водою. Такий шар ґрунту називається *водоносним шаром*, відстань від поверхні ґрунтових вод до водотривкого шару визначає потужність водоносного шару.

Ґрунтовими водами називають такі постійні підземні води, які залягають на першому від поверхні водотривкому пласті. Таким водонепроникним шаром – водотривом – може бути пласт глини або скельна порода. Взагалі поняття «водотривкий» відносне. В природі немає

ґрунтів, які б зовсім не пропускали воду, просто у водотривких шарів ця здатність менша у тисячі або десятки тисяч разів. Ґрунтові води розміщуються звичайно в пластах піщаних, глинистих та великоуламкових порід і мають значне горизонтальне розповсюдження. До ґрунтових належать також ненапірні води в невеликих, рівномірно розподілених тріщинах кори вивітрювання кори скельних порід. У цьому випадку водотривом є порода, не порушена процесами вивітрювання. Глибина залягання ґрунтових вод коливається в широких межах. У деяких місцях вона становить більше ніж 100 м, а в інших ґрунтові води виходять на поверхню, утворюючи заболочені ділянки (див. рис. 3.15).

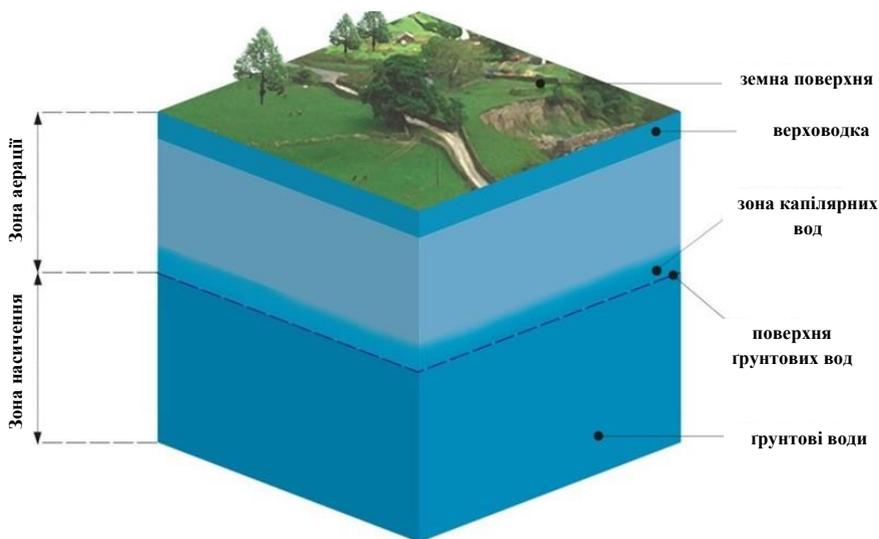


Рис. 3.15. Схема залягання безнапірних підземних вод

Живлення ґрунтових вод відбувається за всією площею розповсюдження в основному за рахунок інфільтрації атмосферних опадів та конденсації водяної пари. Можливе також надходження води з рік, озер

й інших поверхневих басейнів або приток води з більш глибоких водоносних шарів.

Ґрунтові води мають вільну поверхню, тому вони не напірні, але в окремих місцях вони можуть мати місцевий напір, виникнення якого видно з рис. 3.16. Звичайно поверхня ґрунтових вод має слабохвильовий характер, часто з ухилом у бік найближчого пониження рельєфу. Залежно від нахилу водотриву, характеру рельєфу, водопроникності шарів та інших причин ґрунтові води перебувають у русі, утворюючи *ґрунтовий потік*. Ділянки з горизонтальною поверхнею ґрунтових вод називаються *басейнами ґрунтових вод* (див. рис. 3.17).

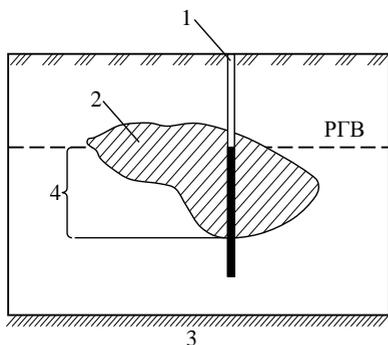


Рис. 3.16. Утворення місцевого напору в ґрунтових водах: 1 – свердловина; 2 – місцевий водотривкий шар; 3 – водотривкий шар масиву; 4 – місцевий напір

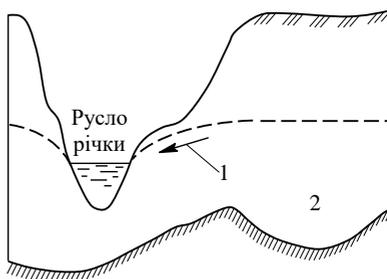


Рис. 3.17. Форми залягання ґрунтових вод: 1 – потік; 2 – басейн

Оскільки живлення потоків ґрунтових вод відбувається нерівномірно, а будова і склад порід водоносного шару бувають неоднорідними, то рух води в потоці відзначається мінливістю. Умови залягання, живлення й руху підземних вод змінюються з часом, тому змінюється і їх режим. Під *режимом* розуміють зміну положення поверхні ґрунтових вод, їх фізичних властивостей і хімічного складу під впливом геологічних, кліматичних факторів та інженерної діяльності людини. Головним фактором є клімат, а

саме – кількість опадів і температура. Зараз усе більшого значення набуває інженерна діяльність людини. Особливо великий вплив на режим ґрунтових вод має спорудження водоймищ, каналів, масова забудова та ін.

За особливостями режиму можна виділити ґрунтові води алювіальних і льодовикових відкладів, степів та пустельних областей, міжгірних улоговин, морського узбережжя. *Ґрунтові води алювіальних відкладів* знаходяться в долинах річок. Ці ґрунтові води зв'язані з водами річок. Ґрунтові води або живлять річки, або самі живляться від них. Для річок більшої частини України характерним є те, що в межень ґрунтові води надходять у них, а у повінь, навпаки, води річок поповнюють запаси ґрунтових вод. В умовах посушливого клімату Середньої Азії та Закавказзя ґрунтові води живляться річками. Ці особливості зумовлюють значні коливання рівня ґрунтових вод, які можуть досягати 6 м і більше. Потужність водоносних шарів в алювіальних відкладах може досягати десятків та більше метрів, що дає змогу широко використовувати ці води для потреб водопостачання.

У межах величезних просторів, зайнятих *льодовиковими відкладами*, основні басейни ґрунтових вод містяться у водно-льодовикових пісках, товщах гравію й гальки. Водоносні шари тут відзначаються значною потужністю і залягають близько до поверхні. Рівень води коливається в межах 0,6-1,5 м. Ці води також використовують для водопостачання. Ґрунтові води степових та пустельних областей залягають на значній глибині, часто утворюючи замкнуті басейни. Звичайно потужність водоносних шарів невелика і води в них дуже мінералізовані. У міжгірних улоговинах ґрунтові води розміщені в товщах пісків, гравію, гальки та глинястих порід алювіального походження й використовують для водопостачання і зрошування (див. рис. 3.18).



Рис. 3.18. Води льодовиків

Грунтові води морського узбережжя характеризуються змішаним складом. Дослідженнями встановлено, що прісні води, які живляться в основному за рахунок інфільтрації атмосферних опадів, на деякій глибині змінюються солоними. Як правило, рівень прісної води знаходиться вище від горизонту води в морі. Чим далі від моря, тим вищий рівень і більша потужність пласту прісних вод, що залягають на солоних водах.

Міжпластовими називають підземні води, котрі залягають між двома водотривкими пластами. Водонепроникні породи, які підстилають та перекривають водоносний шар, називаються відповідно водотривким ложем і водотривкою покрівлею. Міжпластові води можуть бути ненапірні й напірні. Як приклад можна навести води надвугільних водоносних шарів Дніпровсько-Донецького басейну.

Коли підземні води, які залягають між двома водотривками, заповнюють всі пори та пустоти водоносного шару і знаходяться під гідростатичним тиском, тоді вони називаються *артезіанськими* (див. рис. 3.19). Відомі артезіанські басейни, що займають великі простори. Зокрема, Дніпровсько-Донецький має площу 350 тис. км². Великі артезіанські басейни містять

кілька водоносних шарів, розділених водотривкими шарами. Також можна виділити води у карстових порожнинах (див. рис. 3.20).



Рис. 3.19. Напірні води

В результаті такого залягання ці води при розкритті верхнього водотривкого шару свердловинами піднімаються в них до лінії напорів, а місцями фонтанують. Води деяких водоносних шарів артезіанських басейнів використовують для водопостачання (див. рис. 3.21). Тривале використання артезіанських вод призводить до значного зниження гідростатичного рівня. Так рівень басейнів Парижа та Лондона знизився на 75-80 м.

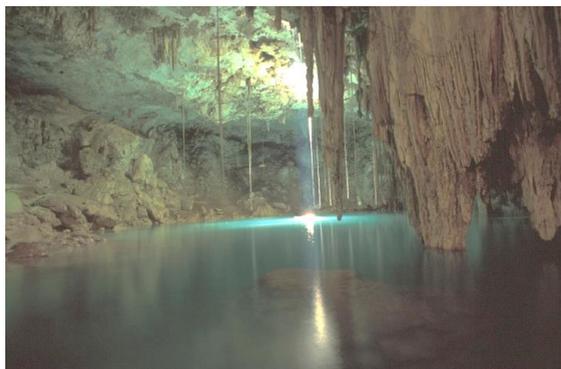


Рис. 3.20. Карстові води

Тріщинними називають підземні води, що заповнюють тріщини і розломи масивів магматичних, метаморфічних та скельних осадових порід. Ці води теж можуть бути напірними й безнапірними. Води в тріщинуватій частині кори вивітрювання належать до ґрунтових вод, а води в тріщинах розчинних порід – до карстових.

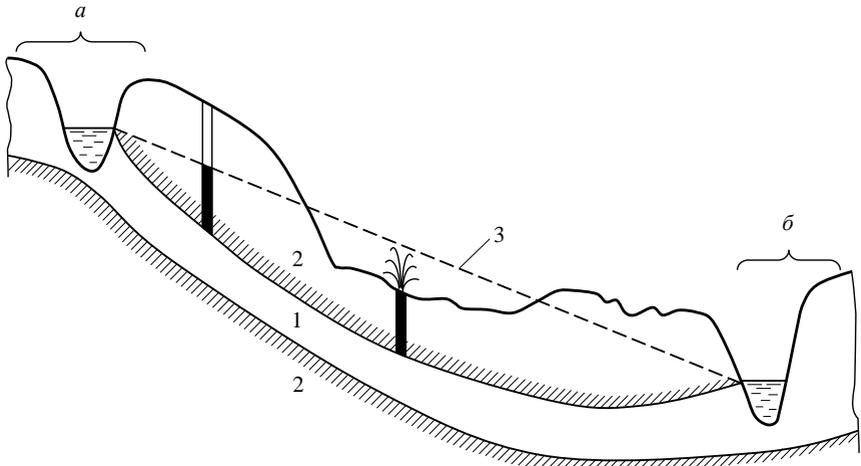


Рис. 3.21. Схема артезіанських вод:
а – зона живлення; б – зона розвантаження;
1 – водоносний шар; 2 – водотривкий шар; 3 – гідростатичний рівень

Усі підземні води в зоні вічної мерзлоти розділяються на надмерзлотні, міжмерзлотні і підмерзлотні. Водотривом для таких вод служать мерзлі породи. Головна особливість надмерзлотних вод та, що взимку вони замерзають. Міжмерзлотними водами називаються підземні води, що залягають між шарами мерзлих порід. Нерідко вони бувають напірними за рахунок тиску льоду, що намерзає з поверхні землі. Напірні міжмерзлотні води, що живляться за рахунок нижніх підмерзлотних артезіанських вод часто виходять на поверхню у вигляді джерел із дебітом в десятки і сотні кубометрів на секунду.

3.7. РУХ ВОДИ В ГІРСЬКИХ ПОРОДАХ

Підземні води, як правило, перебувають у русі. *Негравітаційний рух*, характерний для фізично зв'язаної води, відбувається в зоні аерації в дрібнодисперсних (глинистих) породах. Рух води у порах великоуламкових, піщаних та глинистих породах, а також у тріщинах і розломах скельних порід підлягає законам гравітації й називається *фільтрацією*. У випадку, коли окремі струмені води рухаються паралельно і з невеликою швидкістю, утворюючи суцільний потік, рух називається *ламінарним*. Такий рух характерний для води в порах гірських порід. У тріщинах та розломах рух води характеризується великими швидкостями й завихреннями і називається *турбулентним*. А. Дарсі сконструював прилад для вивчення водопроникності пісків (див. рис. 3.22).

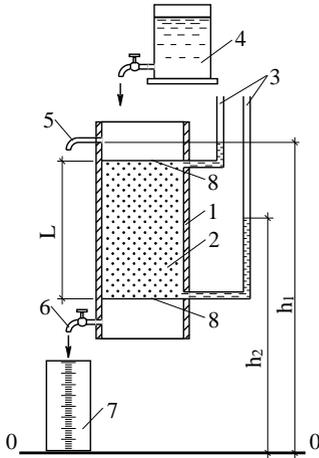


Рис. 3.22. Схема та вигляд приладу Дарсі:
1 – робочий циліндр; 2 – пісок; 3 – н'єзометричні трубки; 4 – бачок із водою;
5 – зливна трубка; 6 – зливний кран; 7 – мірний посуд; 8 – сітка

За допомогою цього приладу Дарсі в 1856 р. одержав залежність

$$Q = k_f \cdot I \cdot A \cdot t, \quad (3.1)$$

де Q – об'єм профільтованої води; k_f – коефіцієнт пропорційності, який залежить від виду породи; I – напірний градієнт (гідралічний ухил)

$$I = (h_1 - h_2) / L, \quad (3.2)$$

тут h_1, h_2 – напір води відповідно до і після проходження через зразок ґрунту, см; L – довжина шляху фільтрації, см; A – площа фільтрації, см²; t – час фільтрації, с.

Якщо розділимо ліву і праву частини виразу (3.1) на At , одержимо формулу для визначення швидкості фільтрації

$$q = k_f \cdot I. \quad (3.3)$$

Цей вираз відповідає закону фільтрації при ламінарному русі – *швидкість фільтрації прямо пропорційна гідравлічному ухилу*. Однак треба взяти до уваги, що, користуючись виразом (3.3), ми визначаємо фіктивну швидкість руху води. Справа в тому, що за площу поперечного перерізу потоку A в цьому виразі прийнята площа поперечного зразка ґрунту, хоч насправді вода рухається лише по порах. Тому дійсна швидкість руху води

$$V = q / n, \quad (3.4)$$

де n – частина площі, яка припадає на пори, в частках одиниці (дорівнює пористості).

Прилади різних конструкцій для визначення коефіцієнта фільтрації показані на рис. 3.23.



Рис. 3.23 Прилади для визначення коефіцієнта фільтрації ґрунтів

Якщо у виразі (3.3) прийняти $I=1$, то q буде дорівнювати k_f , тобто коефіцієнту пропорційності, який ще називається *коефіцієнтом фільтрації* і є характеристикою водопроникності порід. Коефіцієнт фільтрації входить у розрахункові формули для визначення припливу води до різноманітних водозабірних споруд, а також у формули для розрахунку деформацій основ будівель та споруд у часі.

Перехід від ламінарного до турбулентного руху відбувається при так званій *критичній швидкості фільтрації*. Досліди показують, що в крупнозернистих пісках ця швидкість більша за 400 м/с, відповідно дійсна швидкість складатиме 1000 м/с (при пористості, рівній 0,4). В природних умовах швидкість фільтрації переважно не перевищує декількох десятків метрів за добу, тому теорія руху підземних вод в основному базується на лінійному законі фільтрації.

Фільтрація води зі швидкістю, що більша за критичну, відбувається лише у великих тріщинах, карстових порожнинах і поблизу штучних виробок (шахт, свердловин, шурфів) при значному пониженні рівня. Такий потік характеризується залежністю

$$Q = k_k \cdot \sqrt{I} \cdot A \cdot t, \quad (3.5)$$

де k_k – коефіцієнт водопроникності породи.

Відповідно швидкість фільтрації

$$q = k_k \cdot \sqrt{I}. \quad (3.6)$$

Вираз (3.6) носить назву закону Шезі-Краснопольського – *при турбулентному русі швидкість фільтрації пропорційна гідравлічному ухилу в степені $1/2$.*

3.8. РОЗРАХУНОК ВИТРАТ ПОТОКУ ҐРУНТОВИХ ВОД ТА ПРИПЛИВУ ВОДИ ДО ВОДОЗАБІРНИХ СПОРУД

Маючи дані про водопроникність породи водоносного шару, його потужність та ухил поверхні ґрунтових вод, можна обчислити витрату води в потоці ґрунтових вод. Розглянемо спочатку випадок із горизонтальним розміщенням водотриву, розрахункова схема якого показана на рис. 3.24. За початкову формулу візьмемо формулу Дарсі

$$Q = k_f \cdot A \cdot I. \quad (3.7)$$

Для розрахунків беремо потік шириною 1 м, тоді його площа

$$A = \bar{h} \cdot l = \bar{h}.$$

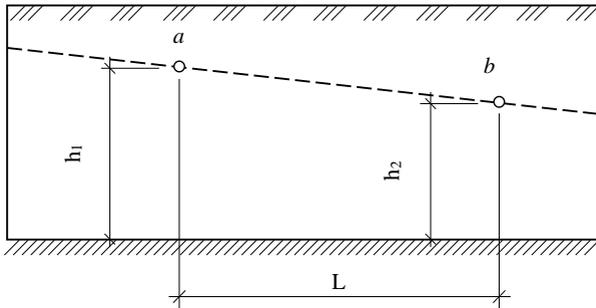


Рис. 3.24. Розрахункова схема ґрунтового потоку з горизонтальним розміщенням водотриву

Тому вираз для визначення витрати можна подати так

$$q = k_f \cdot \bar{h} \cdot I, \quad (3.8)$$

де q – витрата води в потоці завширшки 1 м, м³; I – напірний градієнт, який є тангенсом кута нахилу поверхні ґрунтового потоку

$$I = (h_1 - h_2) / L,$$

\bar{h} – середня потужність потоку на ділянці, котру розглядаємо, між точками a і b , м

$$\bar{h} = (h_1 + h_2) / 2.$$

Підставляючи вирази для I та \bar{h} у формулу (3.8), одержуємо

$$q = k_f \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L}. \quad (3.9, a)$$

Одиничну витрату потоку ґрунтових вод у випадку похилого залягання водотриву (див. рис. 3.25) можна визначити за формулою

$$q = k_f \frac{h_1 + h_2}{2} \cdot \frac{H_1 - H_2}{L}, \quad (3.9, б)$$

де H_1 і H_2 – п'єзометричні напори, взяті відносно умовної горизонтальної площини.

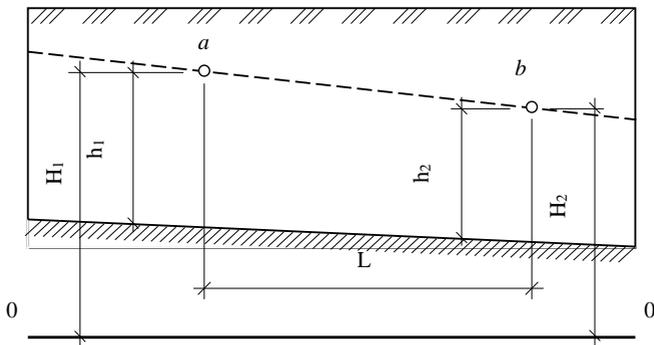


Рис. 3.25. Розрахункова схема ґрунтового потоку з похилим розміщенням водотриву

За допомогою закону фільтрації можна визначити приплив води до вертикальних і горизонтальних водозабірних споруд: колодязів, свердловин, канал, будівельних котлованів тощо. Спочатку розглянемо випадок притоку води до колодязя (чи свердловини), дно якого сягає водотривкого шару. Такі колодязі називаються *досконалими*. Через деякий час після відкопування колодязя вода в ньому встановлюється на тому ж рівні, що й за його межами (див. рис. 3.11). При забиранні води з колодязя рівень води в ньому знизиться. При цьому виникає різниця напорів води в колодязі та за його межами. Внаслідок цього вода починає надходити в колодязь, а рівень води за межами колодязя знижується. Але зниження води за межами колодязя не буде однаковим. Безпосередньо біля колодязя воно буде більшим, ніж на деякій відстані від нього. Це пояснюється тим, що вода під час руху в колодязь зустрічає опір із боку мінеральних частинок породи водоносного шару. Цей опір тим більший, чим менша водопроникність породи. Тому навколо колодязя виникає депресійна поверхня води.

На схемі (див. рис. 3.26) ця поверхня показана лініями депресії. Характер лінії депресії залежить від водопроникності породи: в пісках вона буде більш положистою, в глиняних породах – крутішою.

При виведенні формули, за якою визначають приплив води в колодезь, прийняті такі позначення: H – потужність водоносного шару, м; h – висота стояння води в колодезні після зниження рівня, м; S – величина зниження рівня води в колодезні, м; R – радіус депресії, м; r – радіус колодезя, м; $I = \frac{dy}{dx}$ – гідравлічний градієнт у довільній точці лінії депресії, x і y – координати цієї точки, м.

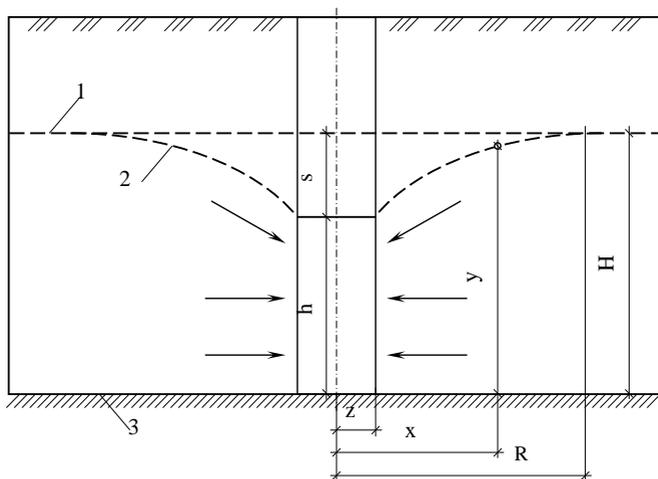


Рис. 3.26. Розрахункова схема припливу води до досконалого колодезя в ненапірному водоносному шарі: 1 – рівень ґрунтової води; 2 – лінія депресії; 3 – водотривкий шар

Як початкову використовуємо формулу Дарсі (3.7). За цією формулою об'єм води, що фільтрується через бічну поверхню умовного циліндра висотою y та радіусом основи x , буде, m^3 ,

$$Q = k_f \frac{dy}{dx} \cdot 2\pi xy. \quad (3.10)$$

Поверхня циліндра, м²,

$$A = 2\pi xy. \quad (3.11)$$

Розділимо змінні x та y

$$2y \cdot dy = \frac{Q}{k_f \pi} \cdot \frac{dx}{x}. \quad (3.12)$$

Проінтегрувавши ліву і праву частини цього рівняння, одержимо

$$y^2 = \frac{Q}{k_f \pi} \ln x + C, \quad (3.13)$$

де C – стала інтегрування.

Це рівняння визначає лінію депресії.

Згідно з прийнятою розрахунковою схемою величина x змінює свої значення від R до r , а y – від H до h . Підставивши граничні значення змінних у рівняння лінії депресії, отримаємо:

$$H^2 = \frac{Q}{k_f \pi} \ln R + C; \quad (3.14)$$

$$h^2 = \frac{Q}{k_f \pi} \ln r + C. \quad (3.15)$$

Для того, щоб звільнитися від сталої інтегрування C , віднімемо від лівої та правої частин рівняння (3.14) відповідно ліву і праву частини рівняння (3.15)

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{k_f \pi} \ln R + C - \frac{Q}{k_f \pi} \ln r - C, \quad (3.16)$$

Цей вираз запишемо у вигляді

$$H^2 - h^2 = \frac{Q}{k_f \pi} (\ln R - \ln r) \quad (3.17)$$

і, розв'язавши його відносно Q , одержимо

$$Q = k_f \pi \frac{H^2 - h^2}{\ln R - \ln r}. \quad (3.18)$$

Щоб надати цій формулі зручнішого для практичного застосування вигляду, доцільно натуральні логарифми замінити десятковими. Тоді треба брати до уваги, що $\ln N = 2,3 \lg N$. Звідси формула (3.18) матиме вигляд

$$Q = 1,37 k_f \frac{H^2 - h^2}{\lg(R/r)}. \quad (3.19)$$

Якщо врахувати, що $H - h = S$, то формула (3.19) може бути і такою

$$Q = 1,37 k_f \frac{(2H - S)S}{\lg(R/r)}. \quad (3.20)$$

Цю формулу вперше отримав Ж. Дюпюї в 1863 р. Для того щоб скористатися нею, треба знати радіус депресії. Оскільки безпосереднє визначення радіуса депресії за допомогою свердловин має певні труднощі, то його значення для орієнтовних розрахунків можна брати з таблиці 3.2.

Крім того, наближено радіус депресії при нетривалих відкачках можна визначити за допомогою формули І. П. Кусакіна

$$R = 1,95 S \sqrt{H \cdot k_f}. \quad (3.21)$$

Таблиця 3.2

Дані для визначення радіуса депресії

Породи	Коефіцієнт фільтрації k_f , м/добу	Радіус депресії R , м
Супісок	1-2	40-50
Пісок пилюватий	2-5	90-140
Пісок дрібний	5-10	150-200
Пісок середньої крупності	10-25	225-350
Пісок крупний	25-55	275-400
Пісок гравелистий	100-115	450-500

У випадку, коли колодязь не доходить до водотриву, він називається *недосконалим* (див. рис. 3.27). Вода в такий колодязь надходить не лише через стінки, а й через дно колодязя. Австрійський учений Ф. Форхгеймер показав, що для розрахунку притоку води до такого колодязя можна також використати формулу Дюпюї у дещо зміненому вигляді

$$Q = 1,37 k_f \frac{H_0^2 - h_0^2}{\lg(R/r)}, \quad (3.22)$$

де H_0 і h_0 приймаються згідно з розрахунковою схемою, показаною на рис. 3.27. Фактично недосконалий колодязь замінюється досконалим із глибиною активної зони, що дорівнює $\frac{4}{3}$ глибини стояння води в колодязі, тобто $H_0 = \frac{4}{3} P$.

У випадку досконалого колодязя, влаштованого в напірному водоносному шарі, використовують розрахункову схему, наведену на рис. 3.28, де a – потужність водоносного шару. Тоді формула Дюпюї має вигляд

$$Q = 2,73k_f a \frac{H-h}{\lg(R/r)}, \quad (3.23)$$

або

$$Q = 2,73k_f \frac{aS}{\lg(R/r)}. \quad (3.24)$$

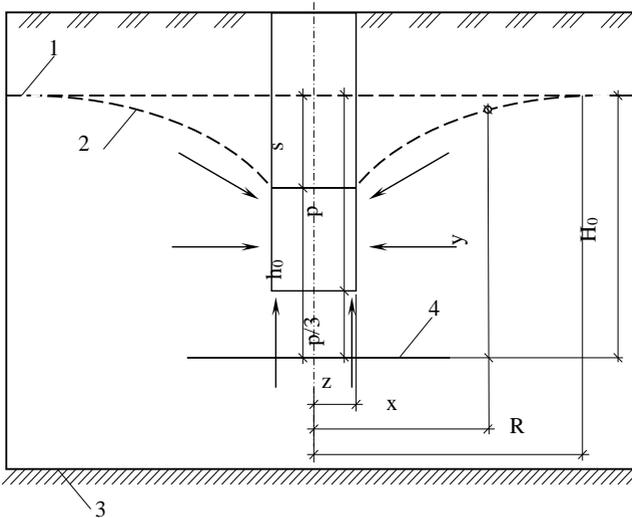


Рис. 3.27. Розрахункова схема припливу води до недосконалого колодязя в ненапірному водоносному шарі: 1 – рівень ґрунтової води; 2 – лінія депресії; 3 – водотривкий шар; 4 – умовний водотрив; s – динамічний рівень води; r – глибина води в колодязі

Приплив води до каналу, доведеної до водотривкого шару, можна визначити, скориставшись виразом (3.9), витрати води в плоскому потоці, адже до каналу вода прибуває у вигляді двох потоків води з різних боків (див. рис. 3.29). Отже, приплив води в каналу довжиною b становитиме

$$Q = k_f b \frac{H^2 - h^2}{R}. \quad (3.25)$$

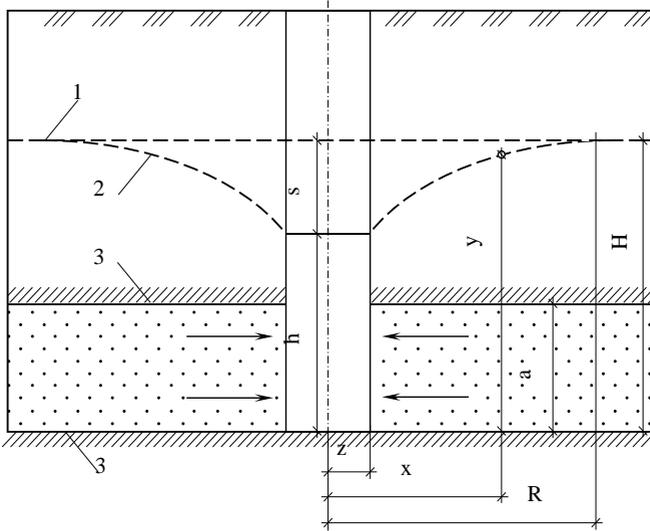


Рис. 3.28. Розрахункова схема припливу води до досконалого колодязя в напірному водоносному шарі:
1 – статичний рівень ґрунтової води; 2 – лінія депресії; 3 – водотривкий шар

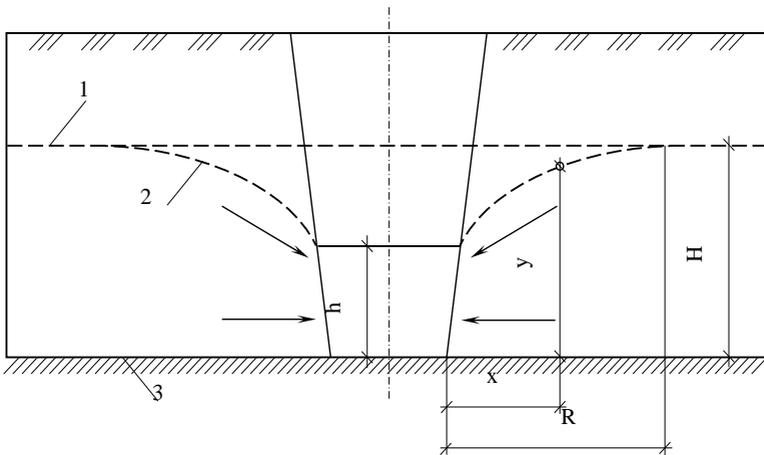
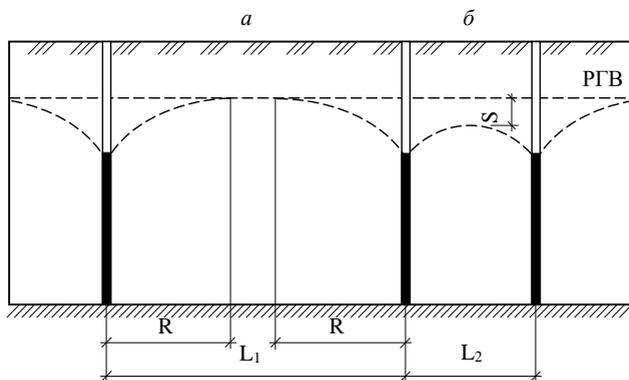


Рис. 3.29. Розрахункова схема припливу води до каналі:
1 – рівень ґрунтової води; 2 – лінія депресії; 3 – водотривкий шар

3.9. ВЗАЄМОДІЯ СВЕРДЛОВИН І ОРГАНІЗАЦІЯ ВОДОЗНИЖЕННЯ

Якщо відстань між свердловинами або іншими водозабірними спорудами менше від двох радіусів депресії, то їх депресійні воронки перетинаються (див. рис. 3.30) і свердловини взаємодіють. Унаслідок взаємодії відбувається зниження рівня ненапірних підземних вод між свердловинами, а в напірних водах – зниження напору. Наслідком цього є те, що сумарний дебіт свердловин, які взаємодіють, менший від сумарного дебіту окремих свердловин.



*Рис. 3.30. Схема взаємного розташування свердловин:
а – взаємодії немає; б – взаємодія є; S – величина зниження рівня води;
R – радіус депресії; L1, L2 – відстані між свердловинами*

Ефект зниження рівня води між свердловинами, що взаємодіють, використовують для водозниження при проведенні будівельних робіт нижче від рівня ґрунтових вод, а також у різноманітних дренажних спорудах. При влаштуванні водозниження свердловини розміщуються вздовж контуру майданчика тієї чи іншої форми на деякій віддалі від нього. Для розрахунку форму водознижувального контуру приводять до рівновеликого за площею кола. Таке спрощення дозволяє використати для розрахунку пониження рівня ґрунтових вод метод Форхгеймера.

Розглянемо випадок із досконалими свердловинами в ненапірному водоносному шарі (див. рис. 3.31). Для обчислення наближеного значення висоти зниженого рівня води в центрі контуру використовують так звану формулу «великого колодязя»

$$h_0 = \sqrt{H^2 - \frac{nQ' \lg(R_0 / r_0)}{1,37k_f}}, \quad (3.26)$$

де h_0 – висота зниженого рівня води в центрі контуру, м; H – товщина водоносного шару, м; n – число свердловин у контурі; Q' – дебіт кожної із свердловин, що взаємодіють, м³; r_0 – радіус рівновеликого кола, до якого приводиться контур водознижувальної установки, м; R_0 – радіус депресії установки ($R_0 = R + r_0$, де R – радіус депресії свердловини, котрий можна визначити за формулою І.П. Кусакіна).

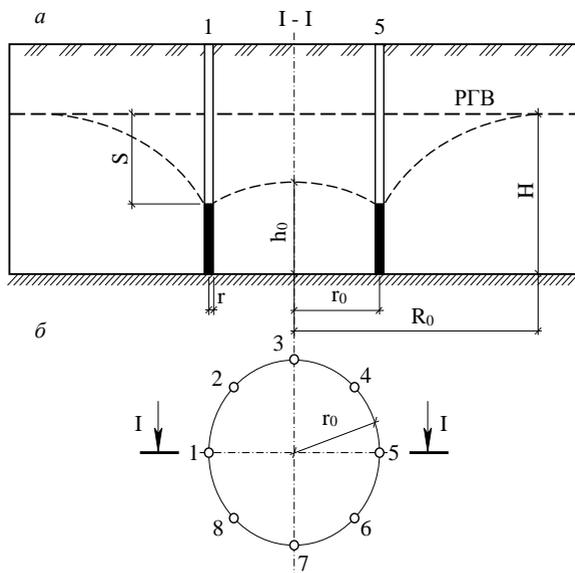


Рис. 3.31. Розрахункова схема водозниження:
а – розріз по I-I; б – контур із 8 свердловин

Дебіт свердловини, що взаємодіє, можна визначити за перетвореною формулою В.М. Щелкачова

$$Q' = \frac{1,37k_f(2H - S)S}{\lg \frac{R_0^n}{nr_0^{n-1}r}}, \quad (3.27)$$

де S – зниження рівня води у свердловині, м; r – радіус свердловини, м.

Організація водозниження на будівельному майданчику показана на рис. 3.32.



Рис. 3.32. Організація водозниження на майданчику

3.10. ГІДРОГЕОЛОГІЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

До основних видів гідрогеологічних досліджень належать гідрогеологічна зйомка, польові і лабораторні дослідно-фільтраційні роботи, стаціонарні спостереження за режимом підземних вод, геофізичні дослідження та деякі інші.

У процесі гідрогеологічної зйомки вивчають виходи підземних вод на поверхню, зв'язок поверхневих вод із підземними, досліджують водоносні горизонти, умови й глибину залягання, а також закономірності розповсюдження підземних вод, умови їх живлення, циркуляції та

розвантаження, хімічний склад і фізичні властивості вод окремих горизонтів, установлюють зв'язок хімічного та газового складу підземних вод із можливими родовищами корисних копалин, вивчають процеси, пов'язані з діяльністю підземних вод – карст, суфозію, зсуви тощо; проводять детальне вивчення даних про режим підземних вод. Окремо виконуються роботи з пошуку родовищ підземних вод з метою забезпечення водопостачання конкретних об'єктів.

Для визначення коефіцієнта фільтрації породи водоносного шару і дебіту колодязя (свердловини) проводять дослідні відкачування води. Під дебітом свердловини розуміють об'єм води, який можна відкачувати зі свердловини за одиницю часу протягом тривалої експлуатації.

Відкачування можуть бути поодинокими та кушовими. Під час кушових відкачувань проходять центральну й допоміжні свердловини, розміщені у двох взаємно перпендикулярних променях. Свердловини при дослідних відкачуваннях можуть бути як досконаліми, так і недосконаліми. Як водопідйомники використовують штангові поршневі, а також занурювані насоси. Їх продуктивність приймається на 5-10% більшою за очікуваний дебіт. Відкачування проводять при 1-3 зниженнях. Величина знижень та різниця між ними не повинна бути менша ніж 1 м. Тривалість відкачування на кожне зниження – 1-5 діб. Об'єм води, що відкачують, визначають за допомогою мірних посудин.

Розташування свердловин при кушових відкачуваннях і переріз по одному з променів показані на рис. 3.17. Відстань від центральної до спостережних свердловин приймається відповідно, м: у супісках 1-3, 4-8, 9-18, у пісках 2-5, 7-15, 17-30. Відкачування води проводять із центральної свердловини. Спостережні свердловини призначені для заміру рівня води за межами центральної свердловини. В ході відкачування рівень води в центральній свердловині підтримують на позначці, яка відповідає

прийнятому зниженню. У цей час навколо центральної свердловини формується депресійна поверхня, яка займає послідовне положення 4, 5, 6.

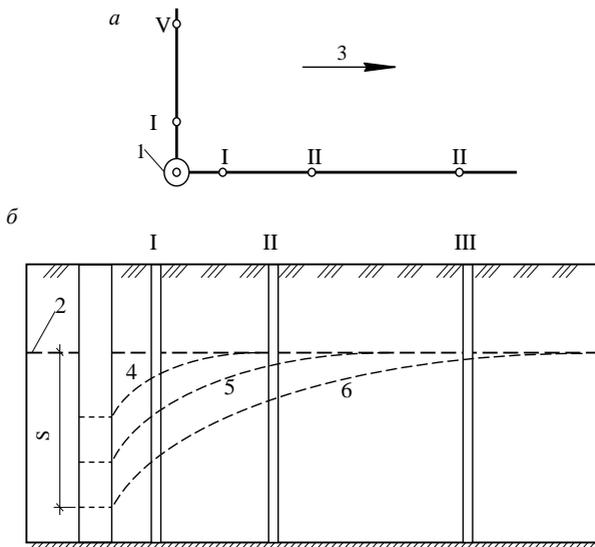


Рис. 3.33. Схема проведення дослідних відкачувань води:
а – розташування свердловин; **б** – розріз за свердловинами I, II, III;
1 – центральна свердловина; **2** – рівень ґрунтових вод; **3** – напрям руху вод;
4, 5, 6 – лінії депресії при послідовних зниженнях рівня води

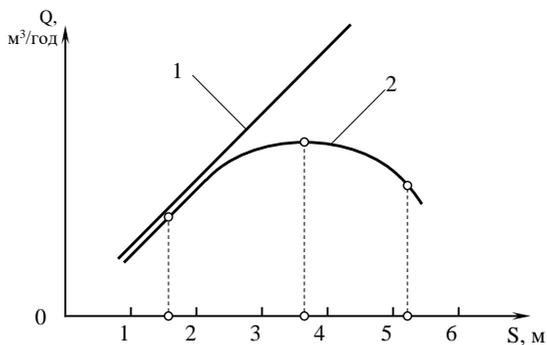


Рис. 3.34. Криві залежності дебіту свердловини від зниження рівня води: **1** – для напірних вод; **2** – для ненапірних вод

Це формування реєструють заміром рівнів води у спостережних свердловинах. Якщо після 8-10 годин безперервного відкачування не буде відмічено падіння чи підвищення рівня води в спостережних свердловинах, то замірюють об'єм води, яку відкачують із центральної свердловини за одиницю часу. Цей об'єм є дебітом свердловини при заданому зниженні. При проведенні відкачувань складають графік, який показує залежність дебіту свердловини від величини зниження (див. рис. 3.33). Із цього графіка видно, що у ненапірних водах дебіт збільшується до певного значення, а потім зменшується. У напірних водах дебіт зростає зі збільшенням зниження. Знаючи дебіт свердловини, можна визначити питомий дебіт, м³/год, при заданому зниженні за формулою

$$q = Q / S, \quad (3.28)$$

де Q – дебіт свердловини при заданому зниженні, м³/год; S – зниження, м.

Коефіцієнт фільтрації визначають за допомогою формул. Наприклад, у ненапірних водах при досконалій свердловині

$$k_f = \frac{Q(\lg R - \lg r)}{1,37(H^2 - h^2)}, \quad (3.29)$$

де Q – дебіт свердловини.

Для визначення коефіцієнта фільтрації порід, що залягають вище від рівня підземних вод, проводять дослідні наливання води в колодязі (свердловини). Такі роботи виконують, наприклад, при вивченні водопоглинання порід полів фільтрації тощо.

Для цього ж можливе використання приладу для визначення водопроникності ґрунтів (див. рис. 3.35). Він складається з двох герметичних бачків (посудин Маріотта), штатива і двох кілець різного діаметра. Вода в кільця подається автоматично з бачків. Кожен бачок обладнаний двома трубками – повітряною та водоспускнуою й установлюється таким чином, щоб кінець повітряної трубки був на рівні води, а водоспускнуої – на 2-3 см нижче.

Коли рівень води закриває отвір повітряної трубки, повітря в бачок не надходить і вода з нього не виливається. При зниженні рівня води нижче від отвору повітряної трубки в бачок надходить повітря, даючи змогу витікати відповідному об'єму води для відновлення постійного рівня. Рівень води повинен сягати рисок, які нанесені на кільцях. На бачках закріплені водомірні стекла з нанесеною шкалою. Трубки одного бачка мають бути напрямлені у внутрішнє кільце, а другого – в проміжок між внутрішнім і зовнішнім.

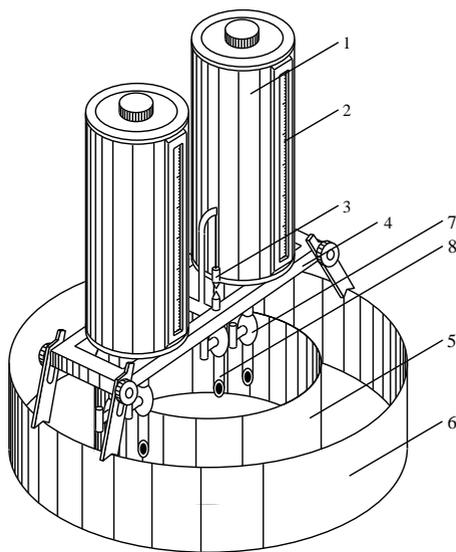


Рис. 3.35. Прилад для визначення водопро проникності ґрунтів:
1 – бачок; 2 – водомірна шкала; 3 – висок; 4 – штатив;
5 – внутрішнє кільце; 6 – зовнішнє кільце; 7 – повітряна трубка
8 – водоспускна трубка

У процесі дослідю проводять заміри витрат води у ґрунт площею меншого кільця. Результати дослідю заносять у журнал. Через деякий час після початку дослідю об'єм води, що інфільтрується у ґрунт за однаковий проміжок часу, стабілізується.

Коефіцієнт фільтрації, м/добу, визначають за формулою

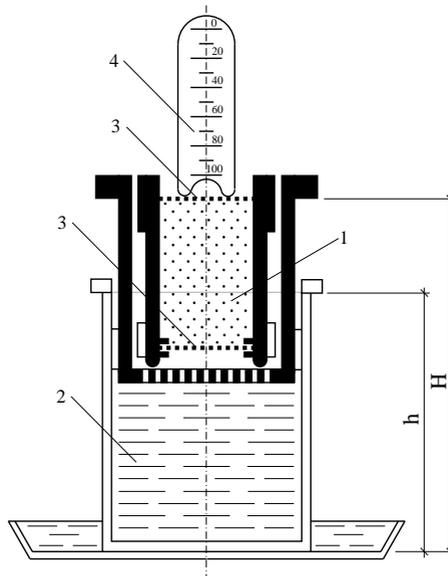
$$k_f = \frac{Q}{A}, \quad (3.30)$$

де Q – витрата води, м³/добу; A – площа меншого кільця, м².

У лабораторних умовах коефіцієнт фільтрації визначається за допомогою різних приладів. Наприклад, широко використовується універсальна трубка КФ (див. рис. 3.36). Коефіцієнт фільтрації, м/добу, при заданій температурі визначають за формулою

$$k_f = \frac{Q \cdot 864}{t \cdot A \cdot I}, \quad (3.31)$$

де Q – об'єм профільтрованої води, см³; 864 – коефіцієнт для переведення одиниці см/с у м/добу; t – час фільтрації, с; A – площа поперечного перерізу трубки, см², I – напірний градієнт.



**Рис. 3.36. Схематичний розріз універсальної трубки КФ:
1 – пісок; 2 – вода; 3 – сітка; 4 – мірна посудина**

Оскільки величини A та I є параметрами приладу, то дослід зводиться до визначення часу t , протягом якого профільтрується об'єм Q води. Для визначення коефіцієнта фільтрації, м/добу, при $t^0=10^\circ\text{C}$ (із метою одержання порівнюваних результатів) використовують формулу

$$k_f^{10} = k_f / \tau, \quad (3.32)$$

де τ – температурний коефіцієнт, що можна визначити за формулою

$$\tau = 0,7 + 0,3 \cdot t^0, \quad (3.33)$$

t^0 – температура води, $^\circ\text{C}$.

Для орієнтовного визначення коефіцієнта фільтрації можна скористатися різноманітними таблицями, номограмами або формулами. Зокрема, використовується формула Хазена

$$k_f = c \cdot d_{10}^2 \cdot \tau, \text{ м/добу}, \quad (3.34)$$

де c – емпіричний коефіцієнт, який приймається від 400 до 1200, залежно від величини частинок, їх однорідності та домішок глинястих частинок (для чистих й однорідних пісків $c=1200\dots 800$, для забруднених і неоднорідних $c=800\dots 400$); d_{10} – діаметр частинок, менше котрого в даній породі знаходиться (за масою) 10% частинок, мм.

Орієнтовні значення коефіцієнтів фільтрації в різних породах наведені в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3

Коефіцієнт фільтрації ґрунтів

Ґрунт	k_f , м/добу	Ґрунт	k_f , м/добу
Пісок крупний	55-25	Супісок	2-1
Пісок середньої крупності	25-10	Суглинок	1-0,1
Пісок дрібний	10-5	Глина	0,1-0,001
Пісок пилуватий	5-2		і менше

Для того, щоб мати уявлення про поверхню ґрунтових вод, складають карти поверхні ґрунтових вод у гідроізогіпсах (див. рис. 3.37). Роблять це в ході інженерно-геологічних або гідрогіологічних досліджень. *Гідроізогіпси* – це лінії, які з'єднують точки з однаковими позначками поверхні ґрунтових вод. Їх побудова аналогічна побудові горизонталей при складанні топографічних карт.

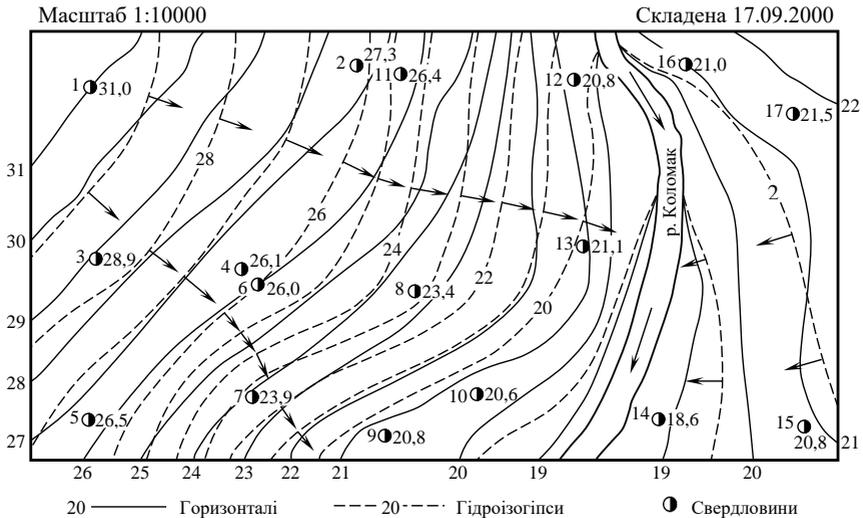


Рис. 3.37. Карта поверхні ґрунтових вод у гідроізогіпсах

Для складання карт гідроізогіпс на ділянці проходять розвідувальні свердловини на воду, які розміщують згідно з особливостями рельєфу. Використовують також існуючі виробки, колодязі, виходи ґрунтових вод на поверхню та ін. Шляхом нівелювання визначають абсолютні або відносні позначки поверхні землі в кожній точці утвореної сітки. Після заміру глибини залягання води, яке проводиться за допомогою мірного шнура з хлопавкою протягом 1-2 днів, визначають позначки поверхні води в кожній виробці.

Прив'язавши всі свердловини й інші пункти заміру глибини залягання води до топографічної карти за відомими правилами складають карту поверхні ґрунтових вод у гідроізогіпсах на певну дату, котра вказується на карті. Маючи таку карту можна легко визначити глибину залягання ґрунтової води в будь-якій точці, напрям руху ґрунтових вод, що визначається напрямом перпендикуляра, проведеного до дотичної до гідроізогіпси в бік гідроізогіпси з меншою позначкою, а також ухил ґрунтових потоків у напрямках, які нас цікавлять.

За необхідності складають карти ізобат. *Ізобатами* – це лінії, що з'єднують точки з однаковими глибинами залягання ґрунтових вод.

Для визначення напрямку руху ґрунтового потоку можна скористатися правилом трикутника. Встановивши позначки поверхні ґрунтових вод у трьох свердловинах, які розміщені у вершинах трикутника зі сторонами 100-150 м, визначають напрям руху води шляхом графічної побудови, показаної на рис. 3.38. На стороні, яка з'єднує свердловини з максимальними та мінімальними позначками, треба знайти точку з позначкою, що відповідає позначці третьої свердловини. Після цього необхідно з'єднати ці дві точки прямою.

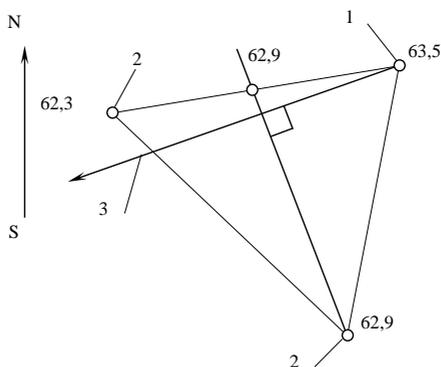
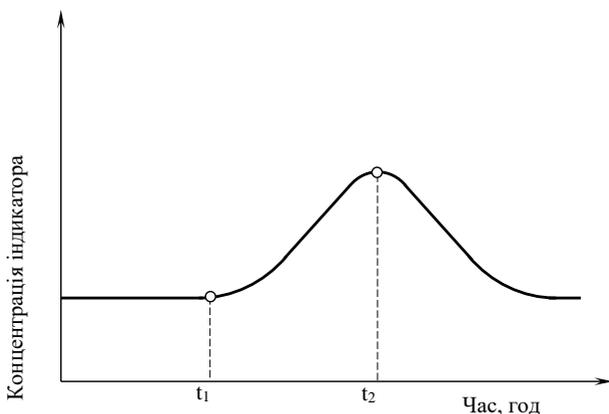


Рис. 3.38. Схема для визначення напрямку руху ґрунтових вод за трьома свердловинами: 1 – головна свердловина; 2 – спостережні свердловини; 3 – напрям руху води

Пряма, яку одержали, є гідроізогіпсою. Оскільки поверхня ґрунтових вод у межах трьох свердловин розглядається як площина, то напрям руху води буде визначатися перпендикуляром, опущеним з точки з максимальною позначкою до гідроізогіпси.

Швидкість руху визначають так. У напрямі, що одержали, проходять спостережні свердловини, а свердловину з максимальною позначкою вважають головною. Головну та спостережні свердловини обладнують найпростішими фільтрами з труб, перфорованих у нижній частині й обладнаних захисною сіткою – латунною або пластмасовою. Відстань від головної до спостережної свердловини приймають у гальці, гравії та піску 3-7 м, у супісках, суглинках – 0,75-1,5 м. У головну свердловину запускають індикатори (кухонну сіль, барвники чи електроліт), а зі спостережних відбирають зразки води, слідкуючи за концентрацією індикатора. Для розрахунків водопостачання беруть час, коли концентрація найвища, а для розрахунків втрат із водосховищ за розрахунковий – час початку підвищення концентрації (див. рис. 3.39).



**Рис. 3.39. Графік зміни концентрації індикатора в підземних водах:
t1 – час початку підвищення концентрації;
t2 – час максимальної концентрації**

3.11. ЗАПАСИ ПІДЗЕМНИХ ВОД ТА ЇХ ОХОРОНА

Запаси підземних вод розподіляються на природні, експлуатаційні та штучні. *Природні* запаси – це кількість води, що знаходиться в порях і тріщинах водоносного шару в спокійному стані або такої, що рухається в природних умовах. Під *експлуатаційними* запасами розуміють кількість підземних вод ($\text{м}^3/\text{добу}$), яку можна отримати раціональними в технічному відношенні водозабірними спорудами при заданому режимі експлуатації та при задовільній якості вод протягом усього розрахункового терміну роботи водозбору. *Штучні* запаси підземних вод утворюються улаштуванням штучних споруд, які забезпечують живлення підземних вод за рахунок атмосферних опадів, поверхневого стоку чи шляхом конденсації.

Структура гідрогеологічних районів України показана на рис. 3.40.



Рис. 3.40 Структура гідрогеологічних районів України (станом на 2000 рік)

Експлуатаційні запаси підземних вод розподіляються залежно від ступеня розвіданості родовищ, вивченості, якості вод та умов експлуатації на чотири категорії – А, В, С₁ і С₂, які характеризуються такими ознаками:

– категорія А – запаси підземних вод розвідані та вивчені дуже детально, виявлені напір вод і фільтраційні якості порід, умови живлення, можливість відновлення, зв'язки з іншими водоносними горизонтами й поверхневими водами. Експлуатаційні запаси підземних вод на ділянці визначені за даними експлуатації та дослідних відкачувань;

– категорія В – запаси підземних вод вивчені з детальністю, що забезпечує виявлення основних умов залягання, живлення і режиму. Експлуатаційні запаси підземних вод визначені за даними дослідних відкачувань або за розрахунками;

– категорія С₁ – запаси підземних вод розвідані і вивчені в загальних рисах. Експлуатаційні запаси підземних вод визначені за даними пробних відкачок із поодиноких свердловин;

– категорія С₂ – запаси підземних вод установлені на основі загальних гідрогеологічних даних. Експлуатаційні запаси підземних вод визначені за аналогією з вивченими ділянками того ж горизонту.

На відміну від твердих корисних копалин запаси прісних підземних вод при їх ефективній експлуатації відновлюються. Тому роботи з охорони підземних вод проводяться в двох напрямках: боротьба з виснаженням водного горизонту й боротьба із забрудненням підземних вод.

Виснаження водоносного горизонту може мати місце у випадку довготривалого посиленого відбору вод, коли відбір вод перевищує надходження (див. рис. 3.41).

Розрізняють такі види забруднення: хімічне, радіоактивне, бактеріологічне і механічне. Основними причинами забруднення є:

скидання неочищених стоків; широкий розвиток бурових свердловин, шахт і кар'єрів; хімічна меліорація в сільському господарстві.

Хімічне забруднення може бути неорганічним (поява у воді з'єднань Cl^- , SO_4^{2+} , Cr^+ , Pb^{2+} , Zn^{2+} , Cu^{2+} та ін.) і органічним (вміст у воді різноманітних фенолів, нітро- й амінопродуктів). В основному ці елементи та з'єднання потрапляють у ґрунт при внесенні мінеральних добрив, більшість із яких розчинна у воді, або при аварійних витоках. Дуже велику шкодуносять порушення правил експлуатації і ліквідації бурових свердловин, особливо нафтових.

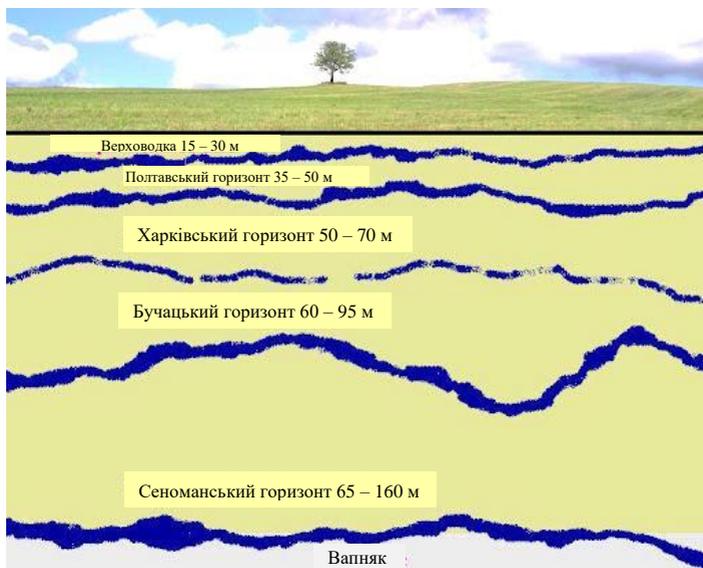


Рис. 3.41. Водонесні горизонти Полтавської області

Небезпечним для питної води є радіоактивне забруднення стійкими радіоізотопами Rb^+ , Sr^{2+} , Cs^+ . Радіоізоотоп $^{106}Rb^+$ розповсюджується у водонесних горизонтах практично зі швидкістю потоку ґрунтових вод.

Бактеріальне забруднення відбувається внаслідок скидання господарсько-побутових нечистот підприємствами, фермами тощо. Внаслідок цього колі-титр води знижується до 10-100 см³.

Механічне забруднення виявляється в надходженні у водоносні горизонти разом із водою дрібних частинок мінералів і порід. У природних умовах таке явище спостерігається на ділянках розповсюдження тріщинуватих та закарстованих порід. Таке забруднення може бути також наслідком буріння свердловин, улаштування поглинаючих колодязів тощо.

Для охорони підземних вод навколо водозабірних споруд установлюють зони санітарної охорони, в яких безперервно відбувається нагляд і лабораторний контроль за станом підземних вод.

4. ОСНОВИ ҐРУНТОЗНАВСТВА

4.1. СКЛАДОВІ КОМПОНЕНТИ ТА СТРУКТУРНІ ЗВ'ЯЗКИ ҐРУНТІВ

Під *ґрунтами* розуміють пухкі та скельні гірські породи й техногенні утворення, що служать основою будинків і споруд, середовищем для розміщення в ньому підземних споруд та матеріалом самих споруд.

Далі розглянемо лише пухкі ґрунти, котрі відрізняються, в першу чергу, *роздрібненістю, дисперсністю і пористістю* (див. рис. 4.1).



Рис. 4.1. Різновиди пухких гірських порід

Під *роздрібненістю* мають на увазі властивість ґрунтів складатися з окремих частинок (зернин), зв'язки між якими або взагалі відсутні, або ж їх міцність на багато порядків нижча за міцність самих частинок.

Під *дисперсністю* розуміють те, що частки, з котрих складаються ґрунти, різного розміру.

А *пористість* означає, що об'єм, зайнятий ґрунтом, не суцільно заповнений частинками, а між ними залишається вільний простір, зайнятий газами та рідиною.

Перелічені ознаки багато в чому зумовлюють і будівельні властивості ґрунтів: під навантаженням зменшується пористість, що визначає

стисливість ґрунтів; водопроникність спричиняє фільтраційні властивості ґрунтів; тертя між частинками при деформуванні відбувається лише в точках контакту частинок та визначає міцність ґрунту в цілому (див. рис. 4.2).

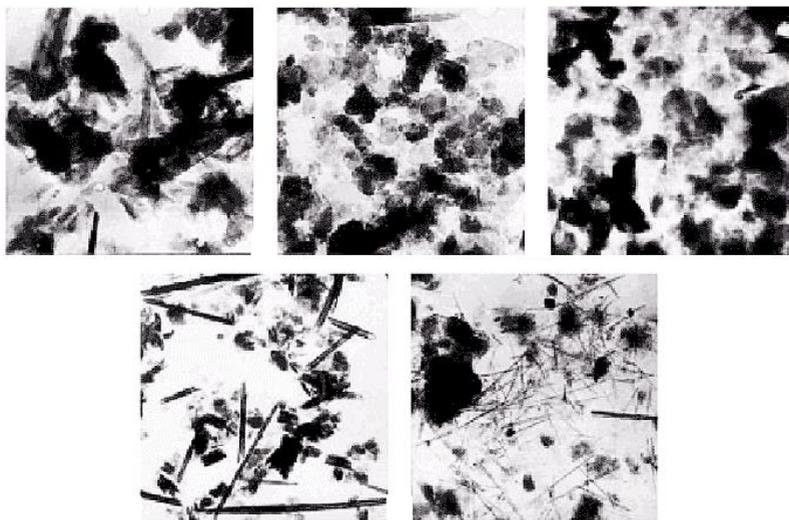


Рис. 4.2. Структури ґрунтів під мікроскопом

Ґрунти розглядають у нерозривному зв'язку з умовами їх утворення. На суші утворення ґрунтів пов'язане з елювіальними, делювіальними, пролювіальними, алювіальними, еоловими, льодовиковими процесами. Морські відклади накопичуються на дні й унаслідок регресії моря опиняються на суші.

Різноманітність ґрунтових умов визначається і характером відкладання осадів (*седиментацією*), а також наступним їх зміцненням (*діагенезом*). Зокрема, в осадових нескельних ґрунтах із часом унаслідок ущільнення під навантаженням вище від розташованих шарів можуть відбуватися процеси видавлювання надлишкової води, кристалізації колоїдних і хімічних

осадових речовин, які супроводжуються різким посиленням цементаційних зв'язків та *літифікацією* (скам'янінням) ґрунтів. При цьому вони переходять в осадові скельні ґрунти: великоуламкові – в конгломерати, брекчії; піщані – в пісковики; глинисті – в алевроліти й аргіліти.

У загальному випадку ґрунт складається з *трьох компонентів (фаз)* (див. рис. 4.3):

- твердих мінеральних часток;
- рідини (води);
- газу (звичайно повітря).



Співвідношення між цими компонентами теж зумовлює властивості ґрунтів.

Якщо всі пори в ґрунті заповнені водою, то він є двокомпонентною (двофазною) системою. Такий ґрунт ще називають «ґрунтовою масою».

Рис. 4.3. Компоненти (фаз) ґрунтів

У мерзлому ґрунті міститься і лід (пластичне тіло). Такий ґрунт можна вважати чотирьохкомпонентною (чотирьохфазною) системою.

У деяких ґрунтах присутні й органічні речовини у вигляді рослинних речовин чи гумусу.

Різні структури ґрунтів показані на рис. 4.4.

Тверді частки ґрунтів характеризуються розмірами, формою та мінералогічним складом. За розмірами частки поділяють на:

великоуламкові

глиби й валуни	200 мм
щебінь і галька	200...10 мм
жорства та гравій	10...2 мм

піщані

крупні	2...0,5 мм
середні	0,5...0,25 мм
дрібні	0,25...0,10 мм
тонкі	0,10...0,05 мм
<i>пилуваті</i>	0,05...0,005 мм
<i>глинисті</i>	0,005 мм

Великоуламкові, піщані і пилуваті частинки складаються з первинних мінералів, серед яких найбільш поширені кварц, польовий шпат та ін. Глинисті частки складаються з вторинних мінералів: каолініту, монтморилоніту, гідрослюди. Каолінит має жорстку кристалічну решітку й активну поверхню 10 м²/г. Монтморилоніт має рухливу кристалічну решітку, яка може розклинюватися півками води і збільшуватися в об'ємі; активна поверхня до 800 м²/г. Гідрослюда займає проміжне місце, її активна поверхня – до 80 м²/г. Монтморилоніт зв'язує й утримує значно більшу кількість води порівняно з каолінітом та гідрослюдою. З цієї причини морозне випинання проявляється більше в каолінітових глинистих ґрунтах, ніж у монтморилонітових. Будова кристалічної решітки монтморилоніту визначає особливості набухання й усадки складених ним глинистих ґрунтів. Узагалі наявність глинистих частинок у ґрунті свідчить про його більшу пористість, здатність утримувати більшу кількість води, більші діапазони зміни вологості, пластичності тощо.

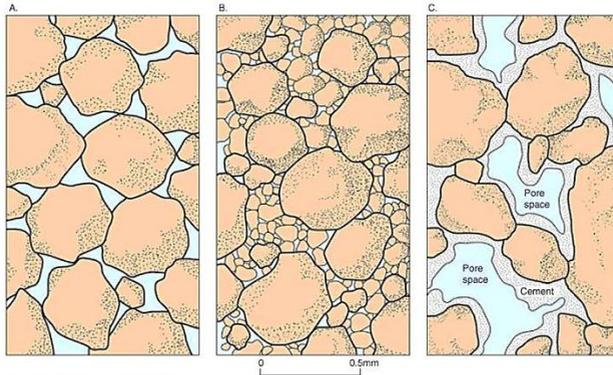


Рис. 4.4. Різні структури ґрунтів

Рідина в порах ґрунту складається, головним чином, з води і водних розчинів. Класифікація та властивості цієї води докладно розглянуті в п. 3.3.

Уміст третього компонента системи, *газу*, в ґрунті залежить від об'єму його пор та заповнення їх водою: чим більше в порах води, тим менше там газів. У верхніх шарах ґрунту газоподібна складова представлена атмосферним повітрям, а нижче – азотом, метаном, сірководнем, водяною парою й ін.

Газ у ґрунті може бути у *вільному стані* чи *розчиненим у воді*. Вільний газ поділяється на *незатиснений*, тобто той, що контактує з атмосферою (він суттєво не впливає на механічні властивості ґрунту), та *затиснений*, який у вигляді найдрібніших бульбашок міститься в порах (він зменшує водопроникність і підвищує пружні властивості ґрунту). Збільшенню вмісту розчиненого у воді газу сприяє підвищення тиску чи зниження температури.

Уміст у ґрунті затисненого та розчиненого у воді газу суттєво впливає на властивості ґрунту й процеси, що в ньому відбуваються. Так, зменшення тиску через розроблення котловану чи видобування зразка ґрунту на поверхню може призвести до виділення бульбашок газу та руйнування природної структури ґрунту. І навпаки, збільшення тиску при передачі

навантаження від споруди може супроводжуватися підвищенням вмісту розчиненого у воді газу. В той же час збільшення вмісту у воді бульбашок повітря може збільшити стисливість води навіть у сотні разів і зробити її порівнянною із стисливістю скелета ґрунту.

Зв'язки між частками та агрегатами часток у ґрунті називають *структурними зв'язками*. За своєю природою і міцністю вони дуже різні. Міцність дисперсних ґрунтів не відповідає міцності самих часток. Вона значно менша й визначається міцністю саме структурних зв'язків. Утворення цих зв'язків – тривалий процес, що розвивається протягом формування та видозміни гірської породи. Явища вивітрювання, ущільнення, розчинення, фільтрація і інфільтрація розчинів можуть докорінно змінити й утворити нові структурні зв'язки в ґрунті.

Найбільш поширеними структурними зв'язками в ґрунтах є: водно-колоїдні (коагуляційні та конденсаційні) і кристалізаційні.

Водно-колоїдні зв'язки за властивостями – в'язко-пластичні, м'які, зворотні, притаманні глинистим ґрунтам. Водно-колоїдні зв'язки зумовлені електромолекулярними силами взаємодії між мінеральними частинками, з одного боку, та плівками води і колоїдними оболонками – з другого. Будова й природа цих зв'язків досить детально розглянуті в п. 3.3. Величина цих сил залежить від товщини плівок і оболонок. Чим тонші водно-колоїдні оболонки, тобто чим менша вологість водонасичених ґрунтів, тим водно-колоїдні зв'язки будуть більшими, бо зі зменшенням товщини оболонки збільшується молекулярне притягання диполів зв'язаної води та склеююча дія речовин, зумовлена (за В.С. Шаровим) і деяким розчиненням у воді глинистих часток. При збільшенні вологості водно-колоїдні зв'язки можуть досить швидко зменшуватися до величин, близьких до нуля.

Кристалізаційні зв'язки – крихкі (жорсткі), незворотні (тобто після руйнування не відновлюються), а також водостійкі чи неводостійкі.

Кристалізаційні зв'язки виникають під дією хімічних сил, утворюючи в точках контакту мінеральних частинок і їх агрегатів нові полікристалічні з'єднання – дуже міцні, але крихкі та незворотні при руйнуванні (навіть, якщо вони й відновлюються, то цей процес вимірюється роками). Кристалізаційні зв'язки можуть утворюватись і з водно-колоїдних, наприклад у процесі дегідратації. Міцність цих зв'язків залежить від складу мінералів. Наприклад, менш міцні та водостійкі зв'язки, що утворені гіпсом і кальцитом, а от опал, окисли заліза і кремнію дають більш міцні й водостійкі кристалізаційні зв'язки.

Для оцінювання властивостей дисперсних ґрунтів також, як і гірських порід, досить важливими є поняття про структуру та текстуру ґрунтів (див. рис. 4.5).

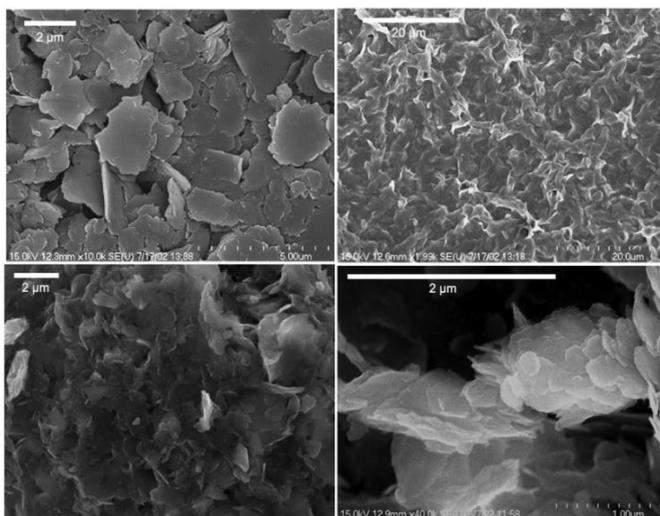


Рис. 4.5. Різні структури та текстури ґрунтів

Під *структурою ґрунту* розуміють просторову організацію його компонентів, що характеризується сукупністю морфологічних (розмір,

форма часток, їх кількісне співвідношення), геометричних (просторова композиція структурних елементів) й енергетичних ознак (тип структурних зв'язків і загальна енергія структури). Структура ґрунту визначається складом, кількісним співвідношенням та взаємодією його компонентів. У формуванні міцності глинистих ґрунтів велике значення має також *розвиток дефектів мікроструктури*. Структура глинистих ґрунтів під мікроскопом показані на рис. 4.6.

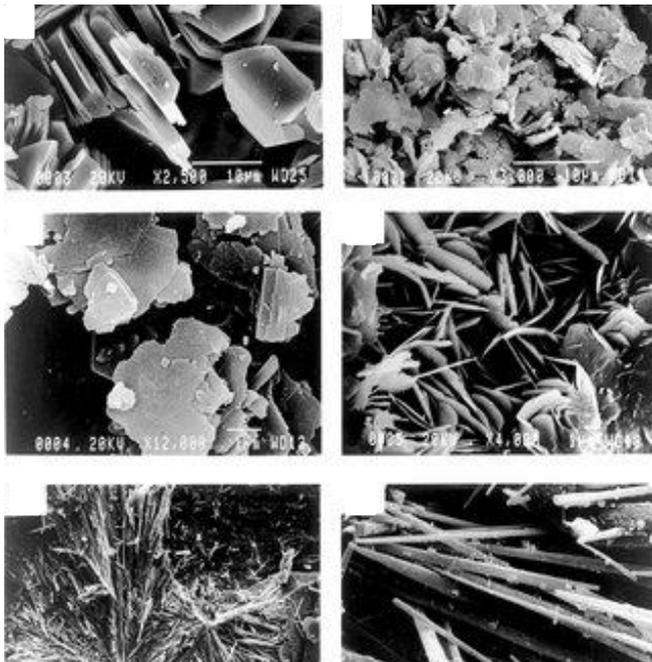


Рис. 4.6. Структури та текстури глинистих ґрунтів

Під *текстурою ґрунту* розуміють просторове розташування елементів, що складають ґрунт (шаруватість, тріщинуватість й ін.). Так, для осадових ґрунтів найбільш характерні *масивна* та *шарувата* текстури.

Особливе значення текстура має для глинистих ґрунтів. Зокрема, глинисті плоскі за формою частинки можуть утворювати *текстурні агрегати*, подібні до «карткової хатинки» (див. рис. 4.7, а). Між частками у цьому випадку є відкриті комірки розмірами від 2-3 до 10-12 мкм. Глинисті ґрунти з нiздрюватою будовою – найбільш пухкі та сильностисливі (мули і мулисті ґрунти).

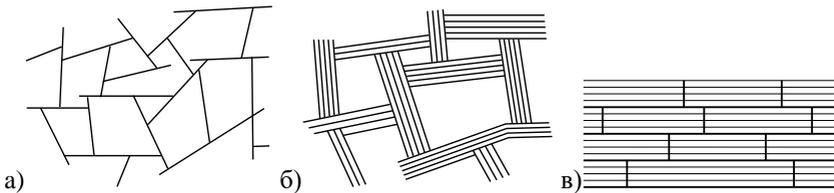


Рис. 4.7. Моделі текстури глинистих ґрунтів:
а – «карткова хатинка»;
б – «книжкова хатка»;
в – купкова текстура

Ті ж частинки можуть з'єднуватися в агрегати, подібні пачкам аркушів паперу. Якщо ці агрегати стикаються між собою як «торець до площини», то вони утворюють текстуру типу «книжкова хатка» (див. рис. 4.7, б).

Якщо ж вони орієнтуються паралельно та контактують плоскими поверхнями, то утворюється купкова текстура, найбільш щільна й міцна текстура глинистого ґрунту (див. рис. 4.7, в).

4.2. ФІЗИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ҐРУНТІВ

Для кількісної оцінки властивостей ґрунтів використовують характеристики кількох груп: класифікаційні; основні; похідні.

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 *класифікаційними характеристиками для великоуламкових ґрунтів і пісків є гранулометричний склад та ступінь його неоднорідності* (для різновидів цих ґрунтів – ще й коефіцієнт

водонасичення і ступінь щільності), а для глинистих ґрунтів – число пластичності, вміст піщаних часток за масою та показник текучості. За ними встановлюють назву ґрунтів.

Відбір, пакування, транспортування й зберігання зразків ґрунтів виконують так, щоб повністю зберегти стан (структуру, вологість тощо) ґрунту в природних умовах залягання (див. рис. 4.8).



Рис. 4.8. Структура піщаного ґрунту

Під *гранулометричним (зерновим) складом* розуміють кількісне співвідношення твердих часток різного розміру в дисперсних ґрунтах. Для його визначення звичайно використовують ситовий аналіз, який полягає в просіюванні повітряно-сухої навіски ґрунту масою 100 г через набір сит із розмірами отворів 10; 5; 2; 1; 0,5; 0,25; 0,1 мм з наступним виваженням кожної фракції. Приклад форми запису результатів ситового аналізу піщаного ґрунту наведено в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1

Результати ситового аналізу гранулометричного складу піску

Показник	Діаметр отвору сита, мм				
	2	0,5	0,25	0,1	піддон
	Розмір фракції, мм				
	> 2	2-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	< 0,1
Маса фракцій, г	10,5	22,6	32,8	30,9	3,2
Уміст фракцій, %	10,5	22,6	32,8	30,9	3,2

За цими даними будують сумарну криву гранулометричного (зернового) складу (див. рис. 4.9).

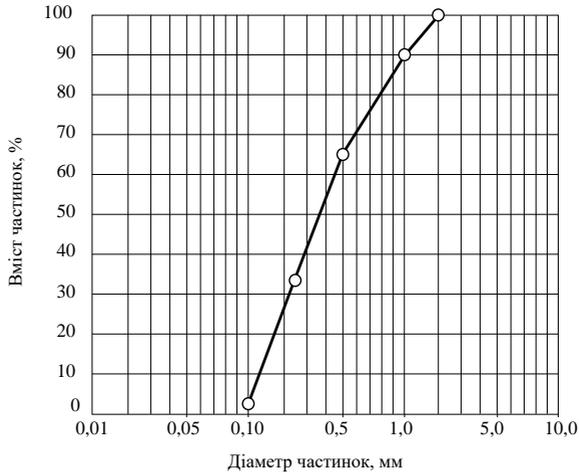


Рис. 4.9. Сумарна крива гранулометричного складу піску

На графіку наочно помітна неоднорідність ґрунту за структурою. Чим більша неоднорідність ґрунту, тим пологіша крива його зернового складу. Для кількісної оцінки неоднорідності великоуламкових ґрунтів і пісків визначають *ступінь неоднорідності гранулометричного складу* (див. рис. 4.10)

$$C_u = d_{60} / d_{10}, \quad (4.1)$$

де d_{60} , d_{10} – діаметри часток, мм, менше від яких у ґрунті міститься відповідно 60 та 10 % (за масою) часток.



Рис. 4.10. Набір сит для визначення гранулометричного складу

Чим ближчий ступінь неоднорідності c_u до одиниці, тим більше однорідність ґрунту за гранулометричним складом. При $c_u \geq 3$ ґрунт класифікують як неоднорідний.

Числом пластичності називається різниця вологостей, що відповідає двом станам ґрунту: на межі текучості W_L і на межі розкочування W_P

$$I_P = W_L - W_P. \quad (4.2)$$

Межа текучості (чи *вологість на межі текучості*) – вологість ґрунту, при якій ґрунт знаходиться на межі між пластичним і текучим станами), що відповідає вологості тіста, виготовленого з ґрунту та води, коли

стандартний (полірований сталевий) конус з кутом при вершині 30° за 5 секунд занурюється в нього на глибину 10 мм (див. рис. 4.11).



Рис. 4.11. Конус для визначення межі текучості глинистого ґрунту

Межа розкочування (чи *вологість на межі розкочування*) – вологість ґрунту, при котрій ґрунт знаходиться на межі між твердим і пластичним станами, що відповідає такій вологості ґрунтового тіста, при якій воно розкочується в шнур діаметром близько 3 мм, після чого починає розпадатись на окремі кусочки довжиною 3-10 мм. Звичайно такі способи знаходження цих границь і самі границь досить умовні, але для інженерної практики точність визначення величин W_L та W_P цілком задовільна.

Показником текучості називається відношення різниці вологостей, що відповідають двом станам ґрунту: природному W і на границі розкочування W_P до числа пластичності I_P

$$I_L = \frac{W - W_P}{I_P}. \quad (4.3)$$

Основні фізичні характеристики: щільність ґрунту ρ , щільність частинок ґрунту ρ_s , природну вологість ґрунту W , – визначають безпосередньо з дослідів.

На рис. 4.12 подано схему складових компонентів зразка ґрунту. З неї видно, що зразок ґрунту умовно поділено на дві частини: першу, зайняту твердими частками, об'ємом V_1 , і другу, зайняту порами, об'ємом V_2 . Порожнину, зайняту порами, також умовно поділяють на дві частини, одна з яких зайнята водою, друга – повітрям. Тоді маса твердих частинок ґрунту буде m_1 , а маса води – m_2 (масу повітря у цих розрахунках не враховують). Тоді основні фізичні характеристики визначають таким чином.

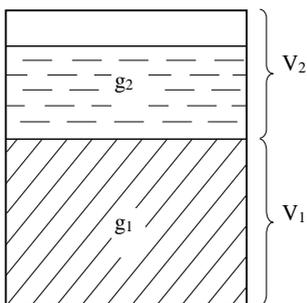


Рис. 4.12. Схема складових компонентів зразка ґрунту

Щільність ґрунту – маса одиниці об'єму ґрунту. Визначається експериментально як відношення маси зразка ґрунту до його об'єму

$$\rho = \frac{m_1 + m_2}{V_1 + V_2}. \quad (4.4)$$

Вимірюється в г/см^3 або т/м^3 . Визначення щільності ґрунтів, які при відборі зразків зберігають структуру і в той же час піддаються обробці ножем, здійснюють за методом *ріжучих кілець*. Маса та внутрішній об'єм цих кілець відомі. Після визначення маси кільця з ґрунтом на терезах із цієї

величини вираховують масу кільця, а отриманий результат ділять на внутрішній об'єм кільця. Щільність скельних ґрунтів визначають методом *гідростатичного зважування* з попереднім парафінуванням. Іноді щільність ґрунту визначають непрямыми методами, зокрема шляхом *каротажу, пенетрації, зондування* тощо. Щільність свідчить про потенційну можливість ущільнення ґрунту.

Щільність часток ґрунту – маса одиниці об'єму твердих часток ґрунту (див. рис. 4.13). Визначається експериментально, наприклад за допомогою *піднометра*, як відношення маси твердих часток ґрунту до їх об'єму

$$\rho_s = m_1 / V_1. \quad (4.5)$$



Рис. 4.13. Визначення щільності частинок ґрунту

Залежить лише від мінерального складу ґрунту. Для скельних ґрунтів звичайно змінюється від 2,4 до 3,3 г/см³, для нескельних – 2,4-2,8 г/см³. Орієнтовно значення щільності часток ґрунту складають: для пісків – 2,65-2,67; для супісків – 2,68-2,72; для суглинків – 2,69-2,73; для глин – 2,71-2,76 г/см³. Для лесових ґрунтів України, за даними професора І.М. Литвинова, $\rho_s=2,68$ г/см³.



Рис. 4.14. Визначення вологості ґрунту

Природна вологість ґрунту – відношення маси води до маси твердих частинок

$$W = m_2 / m_1. \quad (4.6)$$

У лабораторних умовах маси води та твердих частинок визначають методом *висушування* при температурі 105°C (див. рис. 4.14), а в польових – *електрометричним* і *радіоактивними* методами.

Похідні фізичні характеристики ґрунтів, як правило, визначають шляхом розрахунку з використанням основних.

Щільність сухого ґрунту (іноді ще *скелету ґрунту*) ρ_d – відношення маси ґрунту за відрахуванням маси води та льоду в його порах до його первісного об'єму.

Визначається експериментально як відношення маси твердих часток ґрунту до всього об'єму зразка непорушеної структури до висушування

$$\rho_d = \frac{m_1}{V_1 + V_2}, \quad (4.7)$$

або розрахунком за формулою

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W}. \quad (4.8)$$

Вимірюється в г/см^3 або т/м^3 . Використовується, наприклад, при оцінюванні якості ущільнення ґрунту при улаштуванні піщаних і ґрунтових подушок. Зокрема, орієнтовно глинистий ґрунт вважають достатньо ущільненим при $\rho_d=1,55$ - $1,6 \text{ г/см}^3$, а піщаний – при $\rho_d=1,65 \text{ г/см}^3$.

Пористість ґрунту n – це відношення об'єму пор до загального об'єму зразка ґрунту

$$n = V_2 / (V_1 + V_2). \quad (4.9)$$

Відносний вміст твердих часток в одиниці об'єму ґрунту позначають m і знаходять відношення об'ємів твердих частинок зразка в цілому

$$m = V_1 / (V_1 + V_2). \quad (4.10)$$

Тоді

$$n + m = 1; \quad n = 1 - m. \quad (4.11)$$

Величини n та m звичайно виражають у частках одиниці, іноді у відсотках. У більшості випадків пористість нескельних ґрунтів коливається від 0,3 до 0,5, але для лесових і слабких ґрунтів вона може сягати й значно більших значень.

Використовуючи формули (4.5) та (4.8), легко отримати $m = \rho_d / \rho_s$, а враховуючи (4.11), маємо

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}. \quad (4.12)$$

Коефіцієнт пористості e – це відношення об'єму пор до об'єму твердих частинок

$$e = \frac{n}{m} \quad \text{або} \quad e = \frac{n}{1-n}, \quad (4.13)$$

Звідки

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \quad (4.14)$$

чи, враховуючи (4.8), маємо

$$e = \frac{\rho_s(1+W)}{\rho} - 1. \quad (4.15)$$

Із визначення коефіцієнта пористості ґрунту можна отримати й

$$n = \frac{e}{1+e} \quad \text{та} \quad m = \frac{1}{1+e}. \quad (4.16)$$

Коефіцієнт пористості – один із найважливіших параметрів ґрунту, що характеризує щільність його будови (чим він менший, тим щільніший ґрунт, а отже, кращі його будівельні властивості) і безпосередньо використовується в розрахунках. Для пісків його використовують й у якості класифікаційного показника.

Поняття «пористість» та «вологість» ґрунту певним чином пов'язані між собою. Введемо ще й поняття вологості, що відповідає повному водонасиченню ґрунту, отже, випадку, коли всі пори заповнені водою, – W_{sat} . Цю величину звичайно називають *повною вологомісткістю ґрунту*. Тоді згідно з (4.6) отримаємо

$$W_{sat} = \frac{e\rho_w}{\rho_s}, \quad (4.17)$$

де ρ_w – щільність води, що дорівнює 1 г/см³.

Ступінь заповнення пор ґрунту водою характеризується *коефіцієнтом водонасичення* S_r , який дорівнює відношенню природної вологості ґрунту до його повної вологомісткості

$$S_r = W / W_{sat}. \quad (4.18)$$

Підставивши замість W_{sat} його значення у вигляді (4.17), знайдемо, що

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w}. \quad (4.19)$$

Коефіцієнт водонасичення вимірюється в частинах одиниці й змінюється від 0 у випадку абсолютно сухого ґрунту до 1 при повному заповненні пор водою. Значення цього показника суттєво впливає на зміни властивостей піщаних ґрунтів і використовується як їх класифікаційний показник.

Ступінь щільності пісків I_D визначають за формулою

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}, \quad (4.20)$$

де e_{max} – коефіцієнт пористості у гранично-пухкому складанні; e_{min} – коефіцієнт пористості у гранично-щільному складанні.

При цьому значення e_{max} визначають при вільному насипанні піску в мірну посудину, а значення e_{min} – при максимальному ущільненні піску постукуванням чи вібруванням у мірній колбі.

Для підрахунку ваги ґрунту використовують такі характеристики:

питому вагу ґрунту (вимірюється в Н/см³ або кН/м³)

$$\gamma = \rho g, \quad (4.21)$$

де $g=9,81 \text{ м/с}^2 \approx 10 \text{ м/с}^2$ – прискорення вільного падіння;

питому вагу часток ґрунту (Н/см³ або кН/м³)

$$\gamma_s = \rho_s g; \quad (4.22)$$

питому вагу сухого ґрунту (Н/см³ або кН/м³)

$$\gamma_d = \rho_d g. \quad (4.23)$$

У будівельній практиці, крім розглянутих вище, використовують й інші характеристики складу та стану ґрунтів. Як правило їх використовують для більш детального опису складу твердої фази ґрунту. Ці характеристики вказують відносний вміст у ґрунті розчинної, колоїдної чи органічної частин. За прийнятою термінологією вони виражають засоленість, льодистість, здатність до набухання, вміст органічної речовини тощо.

4.3. КЛАСИФІКАЦІЯ ҐРУНТІВ

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 класифікація ґрунтів включає такі таксономічні одиниці, що виділяються за групами ознак:

- *клас* – за загальним характером структурних зв'язків;
- *група* – за характером структурних зв'язків (з урахуванням їх міцності);

- *підгрупа* – за походженням та умовами утворення;
- *тип* – за речовинним складом;
- *вид* – за найменуванням ґрунтів (з урахуванням розмірів часток та показників властивостей);
- *різновиди* – за кількісними показниками речовинного складу, властивостей і структури ґрунтів.

До класу *природних скельних* ґрунтів належать ґрунти з жорсткими структурними зв'язками (кристалізаційними та цементаційними).

До класу *природних дисперсних* ґрунтів віднесені ґрунти з водноколоїдними й механічними структурними зв'язками.

У клас *природних мерзлих* ґрунтів уходять ґрунти з криогенними структурними зв'язками.

До класу *техногенних (скельних, дисперсних і мерзлих)* ґрунтів належать ґрунти з різними структурними зв'язками, утворені в результаті діяльності людини.

Інженерно-геологічна характеристика скельних ґрунтів. Мінеральні зерна й уламки порід, із яких складаються скельні ґрунти, з'єднані між собою структурними зв'язками. У скельних ґрунтах магматичного, метаморфічного і деяких ґрунтах осадового походження ці зв'язки – кристалізаційні. Вони зумовлені діями міжатомних сил. У більшості скельних ґрунтів осадового походження зв'язки – цементаційні. Завдяки структурним зв'язкам та високій міцності самих мінеральних частинок і уламків порід скельні ґрунти мають високу міцність, яка характеризується *границею (межаю) міцності на одноосьовий тиск* у водонасиченому стані – відношенням вертикального навантаження на зразок ґрунту, при якому відбувається його зруйнування, F_{max} до початкової площі поперечного перерізу зразка A_0

$$R_c = F_{max} / A_0. \quad (4.24)$$

За границею міцності на одноосьовий стиск у водонасиченому стані скельні ґрунти підрозділяються на такі різновиди:

Дуже міцні	$R_c > 120$ МПа
Міцні	$R_c = 120 - 50$ МПа
Середньої міцності	$R_c = 50 - 15$ МПа
Маломіцні	$R_c = 15 - 5$ МПа
Зниженої міцності	$R_c = 5 - 3$ МПа
Низької міцності	$R_c = 3 - 1$ МПа
Дуже низької міцності	$R_c < 1$ МПа.

Скельні ґрунти з $R_c < 5$ МПа ще можуть називатися *напівскельними*.

При тисках від будівель і споруд скельні ґрунти майже нестисливі. Пористість їх незначна. Лише інколи в скельних ґрунтах осадового походження вона сягає 26 % (див. табл. 4.2). Це значною мірою визначає міцність і деформативність цих ґрунтів, їх можливості щодо вивітрювання і морозостійкості.

Значення міцності на одноосьовий стиск, модуль пружності й пористості деяких скельних ґрунтів подано в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2

Значення міцності на одноосьовий стиск, модуль пружності та пористості деяких скельних ґрунтів

Ґрунт	Міцність на одно- осьовий стиск R_c , МПа	Модуль пружності E , 10^3 МПа	Пористість, n , %
Граніт	100-230	30-68	0,06-2
Базальт	80-240	20-100	3-6
Гнейс	80-220	17-50	-
Вапняк щільний	60-200	25-75	5-13,7
Вапняк пористий	7-50	7-15	10-22
Пісковик слабкий	1,5-5	6-20	16-26

Більшість скельних ґрунтів при взаємодії з водою не погіршує своїх властивостей. Проте деякі скельні ґрунти з кристалізаційними зв'язками знижують свою міцність під дією води. Ця властивість скельних ґрунтів називається *розм'якшенням* і характеризується коефіцієнтом розм'якливості у воді k_{sof} , який виражає відношення міцності ґрунту на стиск після його насичення водою R_c^w до міцності ґрунту на стиск у сухому стані R_c^d

$$k_{sof} = R_c^w / R_c^d . \quad (4.25)$$

Розрізняють нерозм'якливі ($k_{sof} \geq 0,75$) та розм'якливі ($k_{sof} < 0,75$) різновиди скельних ґрунтів. Осадкові зцементовані скельні ґрунти поділяють за ступенем розчинності у воді на:

Нерозчинні	кількість водорозчинних солей	$q_{sr} < 0,01$ г/л
Важкорозчинні		$q_{sr} = 0,01-1$ г/л
Середньорозчинні		$q_{sr} = 1-10$ г/л
Легкорозчинні		$q_{sr} > 10$ г/л.

Крім того, скельні ґрунти поділяють на різновиди за: щільністю скелета ґрунту ρ_d ; коефіцієнтом вивітралості k_{wr} ; водопроникністю; ступенем засоленості; структурою і текстурою; температурою (див. ДСТУ Б В.2.1-2-96).

При оцінюванні основ, складених скельними ґрунтами, слід мати на увазі, що властивості цих ґрунтів у зразках відрізняються від їх властивостей у масиві. Це пояснюється тим, що масиви звичайно бувають розчленовані тріщинами відокремлення, а також тектонічними тріщинами.

В інженерній практиці тріщинуватість скельних порід характеризують *коефіцієнтом тріщинуватості пустотності*, котрий визначають як відношення об'єму тріщин до об'єму скельних блоків. Ця величина

аналогічна пористості нескельних ґрунтів, але кількісно вона складає соті й навіть тисячні частки одиниці, досягаючи лише в окремих випадках значень 0,1...0,15.

Інший параметр масиву скельних ґрунтів – *модуль тріщинуватості*. Він являє собою відношення кількості тріщин на 1 м довжини оголення скельного ґрунту. Максимальні значення цього показника наближаються до 100, а мінімальні становлять частки одиниці.

Узагалі ж скельні ґрунти є надійними основами, в т. ч і в сейсмічних районах.

У класі *природних дисперсних* ґрунтів виділяють дві групи: *зв'язні* (до неї відносять глинисті ґрунту та ґрунти органічного походження (мули, сапропелі, заторфовані, торфи тощо)) і *незв'язні* (піски й великоуламкові ґрунти).

Інженерно-геологічна характеристика великоуламкових ґрунтів і пісків. Структура цих ґрунтів визначається формою, розмірами й відсотковим співвідношенням уламкових, піщаних, пилуватих і глинистих компонентів. Для великоуламкових ґрунтів характерна грубоуламкова (псефітова) структура, а для піщаних – піщана (псамітова). Структурні зв'язки між мінеральними зернами й уламками порід у цих ґрунтах відсутні.

Незв'язні ґрунти в цілому підрозділяють на різновиди за:

- гранулометричним складом;
- коефіцієнтом водонасичення;
- ступенем засоленості D_{sal} ;
- відносною деформацією здимання ε_{ff} ;
- температурою.

Великоуламкові ґрунти поділяють на різновиди за:

- коефіцієнтом вивітрілості k_{wr} ;
- коефіцієнтом стираності k_{fr} ;

а піски – за:

- ступенем неоднорідності гранулометричного складу C_u ;
- коефіцієнтом пористості;
- ступенем щільності;
- відносним умістом органічних речовин I_r .

Різновиди великоуламкових ґрунтів і пісків за *гранулометричним складом* можна визначити з таблиці 4.3.

Таблиця 4.3

**Різновиди великоуламкових ґрунтів і пісків
за гранулометричним складом**

Різнovid ґрунтів	Розмір зернин, часток d , мм	Вміст зернин, часток, % за масою
Великоуламкові:		
валунний (при переважній більшості неокатаних часток – глибистий)	> 200	> 50
галечниковий (при неокатаних гранях – щебенистий)	> 10	> 50
гравійний (при неокатаних гранях – жорствяний)	> 2	> 50
Піски:		
гравіюватий	> 2	> 25
крупний	> 0,50	> 50
середньої крупності	> 0,25	> 50
дрібний	> 0,10	≥ 75
пилуватий	> 0,10	< 75

За *коефіцієнтом водонасичення* S_r , незв'язні ґрунти поділяють на різновиди:

Малого ступеня водонасичення	$0 < S_r \leq 0,5$
Середнього ступеня водонасичення	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насичені водою	$0,8 < S_r \leq 1,0$

За коефіцієнтом пористості e піски розподіляють за таблицею 4.4.

Таблиця 4.4

Різновиди пісків за коефіцієнтом пористості

Різнovid пісків	Коефіцієнт пористості e		
	Піски гравіюваті, крупні та середньої крупності	Піски дрібні	Піски пилюваті
Щільний	$< 0,55$	$< 0,6$	$< 0,60$
Середньої щільності	$0,55 - 0,70$	$0,60 - 0,75$	$0,60 - 0,80$
Пухкий	$> 0,70$	$> 0,75$	$> 0,80$

За ступенем щільності I_D піски розподіляють на такі різновиди:

Слабоущільнений	$0 \leq I_D \leq 0,33$
Середньоущільнений	$0,33 < I_D \leq 0,66$
Сильноущільнений	$0,66 < I_D \leq 1,00$

Великоуламкові ґрунти та піски в загальному випадку досить міцні, щоб сприймати значні тиски від будівель і споруд без втрати стійкості (міцності). Деформації ж стиснення в них залежать у першу чергу від ступеня дисперсності та вмісту глинистих часток. Чим вони вищі, тим більша й стисливість.

Деякі великоуламкові ґрунти практично нестисливі. Осідання споруд на таких основах звичайно проходить швидко й стабілізується із завершенням будівництва.

До вказаного слід додати також, що зі збільшенням щільності цих ґрунтів міцність їх підвищується, а стисливість знижується. При замоканні характеристики їх змінюються незначно, за винятком пилюватих пісків, які при цьому часто набувають пливунних властивостей.

Орієнтовно нормативні значення механічних характеристик незв'язних ґрунтів наведені в таблиці 4.5.

Таблиця 4.5
Механічні характеристики великоуламкових ґрунтів і пісків

Ґрунти	кут внутрішнього тертя φ , °	питоме зчеплення c , кПа	модуль деформації E , МПа
Великоуламкові:			
Валунний	-	-	-
галечниковий	-	-	29-65
гравійний	-	-	14-65
Піски:			
гравіюватий, крупний	38-43	1-2	30-50
середньої крупності	35-40	1-3	30-50
дрібний	28-38	2-6	18-48
пилюватий	26-36	2-8	11-39

Інженерно-геологічна характеристика глинистих ґрунтів. Між їх мінеральними частками діють тиксотропно-коагуляційні та кристалізаційно-конденсаційні (цементацийні) структурні зв'язки (природу цих зв'язків див. у п. 4.1). Міцність цих зв'язків залежить від ступеня дисперсності ґрунтів, їх мінерального складу, щільності, вологості, складу цементуючої речовини й інших чинників. Міцність структурних зв'язків характеризується зчепленням.

До складу глинистих ґрунтів у різних співвідношеннях входять глинисті, пилюваті та піщані частки. Встановлено, що властивості цих ґрунтів у багатьох випадках визначаються мінеральним складом саме глинистої фракції.

Важливе значення мають такі глинисті мінерали, як каолінит, іліт і монтморилоніт. Мінеральні зерна цих мінералів дуже дрібні (їх розмір менший за 0,002 мм, що відповідає тонкій дисперсії) й мають лускоподібну або пластинчасту форму. Все це зумовлює їх велику поверхневу енергію та фізико-хімічну активність при взаємодії з водою. Нагадаємо, що значна частина води у глинистих ґрунтах перебуває у зв'язному стані.

Глинисті ґрунти розподіляють на різновиди за:

- числом пластичності;
- показником текучості;
- відносною деформацією набухання без навантаження;
- відносною деформацією просідання;
- відносним вмістом органічних речовин;
- ступенем засоленості;
- відносною деформацією здимання;
- температурою.

Глинисті ґрунти за *числом пластичності* I_P розподіляють на:

Супісок	$I_P=1-7$
Суглинок	$I_P=7-17$
Глину	$I_P>17$

За *гранулометричним складом та числом пластичності* I_P глинисті ґрунти підрозділяють згідно з таблицею 4.6.

За *показником текучості* I_L глинисті ґрунти розподіляють на:

Супісок:

твердий	$I_L<0$
пластичний	$I_L=0-1$
текучий	$I_L>1$

Суглинки і глини:

тверді	$I_L<0$
напівтверді	$I_L=0-0,25$
тугопластичні	$I_L=0,25-0,50$
м'якопластичні	$I_L=0,50-0,75$
текучопластичні	$I_L=0,75-1$
текучі	$I_L>1$

Таблиця 4.6

**Різновиди глинистих ґрунтів за числом пластичності та
гранулометричним складом**

Різновид глинистих ґрунтів	Число пластичності I_p , %	Уміст піщаних часток (2-0,5 мм), % за масою
Супісок:		
піщанистий	1-7	≥ 50
пилуватий	1-7	< 50
Суглинок:		
легкий піщанистий	7-12	≥ 40
легкий пилуватий	7-12	< 40
важкий піщанистий	12-17	≥ 40
важкий пилуватий	12-17	< 40
Глина:		
легка піщаниста	17-27	≥ 40
легка пилувата	17-27	< 40
важка	> 27	не регламентується

М.Ф. Вікулова виділяє такі основні типи структур у глинистих ґрунтах: глиниста (пелітова); пилувато-глиниста (алевропелітова); піщано-глиниста (псамопелітова) й ін. Структура ґрунту і характер структурних зв'язків впливають на міцність і стисливість. Опір глинистих ґрунтів зрушенню має дві складові: опір тертю, прямо пропорційний стискуючий напрузі, і зчеплення, яке не залежить від цієї напруги. Із збільшенням вологості опір цих ґрунтів зрушенню (а отже, й міцність, і стійкість) суттєво знижується. Це веде до втрати загальної стійкості схилів, випирання ґрунту з-під підошви фундаментів тощо.

Стисливість глинистих ґрунтів теж коливається в широких межах. До того ж цей процес значно триваліший, ніж у піщаних і великоуламкових ґрунтах. Тому осідання споруд на таких основах звичайно не стабілізуються

у будівельний період, а продовжуються й у період експлуатації, іноді навіть десятки років. До цього також слід додати, що на будівельні властивості глинистих ґрунтів дуже суттєво впливає показник їх текучості (або, кажуть, консистенція ґрунту) – при різних значеннях I_L вони мають і різні характеристики міцності та деформативності. Орієнтовно нормативні значення механічних характеристик глинистих ґрунтів наведені в табл. 4.7.

Таблиця 4.7

Механічні характеристики глинистих ґрунтів

Ґрунти	кут внутрішнього тертя φ , °	питоме зчеплення c , кПа	модуль деформації E , МПа
Супісок	21-30	3-15	7-75
Суглинок	12-26	13-47	5-75
Глина	7-21	29-81	7-28

Інженерно-геологічна характеристика природних мерзлих ґрунтів.

При температурі нижче від 0°, як правило, ґрунти різко змінюють властивості через перехід частини порової води в тверду фазу – лід. Ґрунти відносять до мерзлих, якщо вони мають негативну температуру й уміщують у своєму складі лід. У класі виділяють групи скельних, напівскельних, зв'язних і льодяних ґрунтів. За льодистістю за рахунок видимих льодяних включень i_i (відношення об'єму видимих льодяних включень, що містяться в ньому, до об'єму мерзлого ґрунту) природно мерзлі ґрунти розподіляють згідно з таблицею 4.8.

$$i_i = \frac{\rho_s (W_{tot} - W_m)}{\rho_i + \rho_s (W_{tot} - 0,1W_w)}, \quad (4.26)$$

де W_{tot} – сумарна вологість мерзлого ґрунту; W_m – вологість мерзлого ґрунту, розташованого між льодяними включеннями; ρ_i – щільність льоду, що дорівнює 0,9 г/см³; W_w – вологість мерзлого ґрунту за рахунок незамерзлої води, що міститься в ньому при даній мінусовій температурі.

Таблиця 4.8

**Різновиди природно мерзлих ґрунтів за льодистістю за рахунок
видимих льодяних включень i_i , частки одиниці**

Різновид ґрунтів	Скельні та напівскельні ґрунти	Дисперсні ґрунти
Слабольодистий	< 0,01	< 0,20
Льодистий	0,01 – 0,05	0,20 – 0,40
Сильнольодистий	> 0,05	0,40 – 0,60
Дуже сильнольодистий	-	0,60 – 0,90

Природно мерзлі ґрунти поділяють також за температурно-міцнісними властивостями на твердомерзлі, пластично-мерзлі та сипучо-мерзлі.

Через наявність льодово-цементних зв'язків при негативних температурах ці ґрунти – міцні й малодеформаційні. Та при відтаванні порового льоду такі зв'язки стрімко руйнуються і можуть виникати деформації.

Інженерно-геологічна характеристика техногенних ґрунтів.
Техногенні ґрунти бувають як природного походження із зруйнованою первинною структурою, так і мінеральними відходами промислового виробництва, твердими побутовими відходами, що утворені їх відсипкою чи гідронамивом.

У цих ґрунтах поступово відбуваються різноманітні фізичні, фізико-хімічні, біологічні та інші процеси, що веде, з одного боку, до їх самоущільнення, зміцнення, а з другого – до розпаду, розкладання, а отже, знеміцнення. Тому таким ґрунтам більш властиві особливості дисперсних ґрунтів.

4.4. ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТІВ

Для розрахунків деформацій, оцінки міцності та стійкості ґрунтових масивів і основ необхідно знати характеристики механічних властивостей ґрунтів. Під *механічними властивостями ґрунту* розуміють ті властивості, що визначають його поведінку як механічної системи, отже, зумовлюють механічні переміщення ґрунтового масиву й окремих його частин у просторі і часі під дією тих чи інших зовнішніх чинників. До показників цих властивостей відносять ті, які безпосередньо визначають величину деформації та міцності ґрунтів. Окремо їх прийнято називати *характеристиками деформативності (стисливості) й міцності*.

Стисливість – найбільш характерна властивість, що відрізняє ґрунти від твердих тіл. Вона зумовлюється, головним чином, трьома причинами: 1) ущільненням унаслідок переупаковування часток під навантаженням, що зменшує коефіцієнт пористості; 2) пружністю кристалічної решітки мінеральних часток; 3) зміною фізичного стану (висихання, коагуляція тощо). Вплив нормальних напруг (напружень) на дисперсні ґрунти викликає деформування їх і зміни об'ємів пор при цьому. Ці процеси описує *закон ущільнення (компресії)*. Крім того, в ґрунтах, як і в суцільних тілах, під дією нормальних напруг спостерігається бічне розширення, але за більш складними закономірностями (див. рис. 4.15).

Під *міцністю* ґрунтів розуміють їх властивість у певних умовах сприймати вплив зовнішніх зусиль без повного руйнування. *Границя (межа) міцності* – це така межа, при перевищенні якої настає практично повне руйнування ґрунту і він не може вже сприймати додаткових зусиль, що до нього прикладають. Ґрунт перебуває у міцному стані, якщо зусилля, котрі впливають на нього, менші від границі його міцності. Вплив дотичних напруг викликає в ґрунтах деформації зрушення. Проектувальників

звичайно цікавить опір ґрунтів зрушенню при граничному напруженому стані (що характеризує міцність ґрунту, його несучу здатність), який визначають згідно із *законом опору ґрунтів зрушенню (закон Кулона)* (див. рис. 4.16).



Рис. 4.15. Лабораторні прилади для визначення стисливості ґрунтів

Деформації ґрунту протягом часу та опір їх зрушенню залежать від того, як перерозподілятимуться напруги між скелетом ґрунту і поровою водою. Ця вода під дією тиску, що виникає в ній, поступово відтискується й передає його на скелет ґрунту. Отже, деформативність ґрунтів та їх опір зсуванню залежать і від фільтраційної здатності ґрунту. Крім того, в багатьох випадках необхідно розраховувати приплив підземних вод до водозабірних споруд, котловану, дренажу. Це й зумовлює необхідність використання *закона фільтрації порової води (закон Дарсі)* (див п. 3.7).

Для ґрунтів, структура яких порушується при зволоженні, відтаванні, динамічних навантаженнях тощо, так званих структурно-нестійких ґрунтів, необхідно розглядати *закономірності руйнування їх структури*.

У таблиці 4.9 подано основні залежності механіки ґрунтів, їх фізичний зміст і практичне застосування.



Рис. 4.16. Лабораторія для визначення механічних властивостей ґрунтів

Механічні властивості ґрунтів залежать від їх мінерального та гранулометричного складу, щільності, вологості, температури, умов формування тощо. Тому ґрунти кожного будівельного майданчика мають свою певну специфіку, а, отже, характеристики їх механічних властивостей, як правило, не можуть бути призначені залежно лише від їх фізичного складу й стану, а повинні визначатись експериментально. Лише для попередніх розрахунків основ та розрахунків основ будівель II і III класів й опор повітряних ліній електропередачі та зв'язку можливо приймати значення характеристик міцності і деформативності ґрунтів за їх фізичними властивостями (про цю можливість більш детально див. у п. 4.8).

Таблиця 4.9

Основні закономірності механіки ґрунтів

Назва закону	Що характеризує закон	Де використовують закон
Закон ущільнення	Залежність між напругами і деформаціями	Розрахунок осідань споруд
Закон опору зрушенню (Кулона)	Залежність між нормальними напругами і опором зрушенню	Розрахунок міцності та стійкості основ
Закон фільтрації (Дарсі)	Водопроникність ґрунтів	Розрахунок осідань споруд у часі, приплив води до водозабірних споруд
Закономірності руйнування структури	Особливості впливу окремих факторів на руйнування структури ґрунтів	Розрахунок деформацій особливих ґрунтів

Для визначення механічних характеристик ґрунтів звичайно проводять лабораторні та польові випробування. У лабораторних умовах характеристики міцності й деформативності визначають згідно з ДСТУ Б В.2.1-4-96. Для цього використовують зразки ґрунту відносно невеликих розмірів, відібрані на майданчику з шурфів і свердловин. Вони повинні відповідати умовам природного залягання й називаються *зразками непорушеної структури*. Для дослідження основ із наведеними (штучно зміненими) властивостями, наприклад у результаті ущільнення чи закріплення, зразки ґрунту спеціально готують, зокрема із заданою щільністю сухого ґрунту, вологістю, вмістом реагенту тощо. Їх називають *зразками порушеної структури*.

Польові дослідження механічних характеристик ґрунтів звичайно значно дорожчі та трудомісткі порівняно з лабораторними, але забезпечують повну відповідність ґрунту умовам його природного залягання. Іноді (за неможливості відбору зразків без істотного порушення

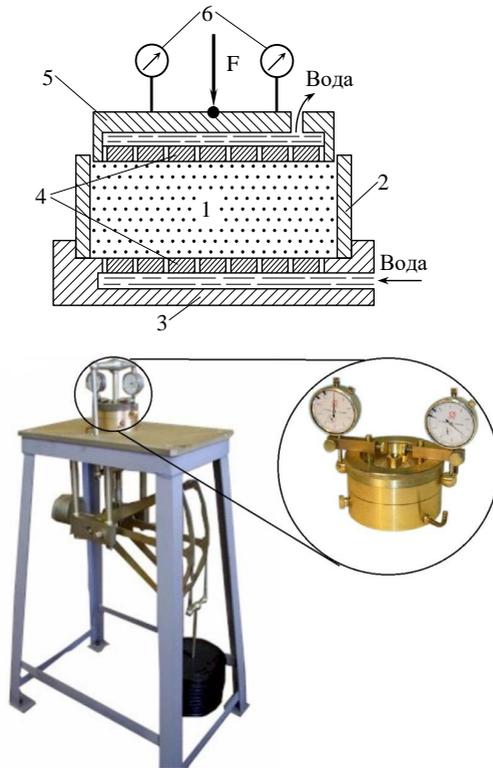
природного стану, наприклад для водонасичених пісків, текучих глинистих ґрунтів; випробуваннях тріщинуватих скельних порід у масиві тощо) вони є єдиним способом отримання характеристик механічних властивостей.

І нарешті, необхідною вимогою таких випробувань є відповідність напружено-деформованого стану та умов деформування ґрунту в них тим, що мають місце в основі фундаментів чи тілі ґрунтових споруд. Це досягають вибором відповідних схем випробувань і режимів проведення дослідів.

4.5. СТИСЛИВІСТЬ ҐРУНТІВ, ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК СТИСЛИВОСТІ. ЗАКОН УЩІЛЬНЕННЯ

Ущільнення ґрунтів поєднує в собі кілька фізичних процесів, зокрема зміну об'єму пор, стиснення твердих часток, води газів, що містяться в порах, деформації плівок зв'язної води, розчинення газів у поровій воді, взаємне зміщення та руйнування структурних агрегатів. Деформації твердих часток ґрунту, плівок зв'язної води, газів і води, якщо вони не мають вільного виходу на поверхню, при звичайних напругах в основах фундаментів незначні й практично миттєво відновлюються після зняття навантаження, тобто вважаються пружними. Таким чином, можна вважати, що *деформації стиснення виникають тільки за рахунок зменшення об'єму пор ґрунту.*

У лабораторних умовах показники стисливості ґрунтів звичайно визначають шляхом їх ущільнення під статичним навантаженням без можливості бічного розширення (в жорсткому кільці). При такому завантаженні деформації розвиваються тільки в одному напрямі. Дослідження виконують у *компресійному приладі (одометрі)*. Схема одометра показана на рис. 4.17.



**Рис. 4.17. Схема одометра для компресійних випробувань ґрунтів:
 1 – зразок ґрунту; 2 – металеве кільце; 3 – днище; 4 – тонкі отвори;
 5 – штамп; 6 – індикатори годинникового типу**

Зразок ґрунту 1, розміщений у металевому кільці 2, встановлюється на днище 3. Зверху на зразок через штамп 5 ступенями передають навантаження F , яке викликає стискуючі напруги $\sigma = F/A$, де A – площа поперечного перерізу зразка. В днищі та штампі є тонкі отвори 4, що забезпечують відтік порової води при стисненні зразка ґрунту чи, навпаки, постачання її в ґрунт за необхідності, наприклад при дослідженні просадочних властивостей ґрунту тощо. Під дією сили F штамп отримує вертикальні переміщення – осідання, величину яких фіксують індикаторами годинникового типу 6, установленими на штампі приладу. Щоб зменшити

вплив сил тертя зразка ґрунту об стінки кільця, діаметр його повинен не менше ніж у три рази перевищувати його висоту.

Випробування виконують шляхом прикладання тиску ступенями, звичайно $\Delta\sigma=0,01-0,1$ МПа (залежно від природного стану ґрунту), і вимірювання деформацій зразка. Навантаження на кожній ступені витримують до умовної стабілізації деформацій, наприклад за ДСТУ Б В.2.1-4-96: 0,01 мм за останні 4 години спостережень для пісків, 16 годин – для глинистих і 24 години для органо-мінеральних та органічних ґрунтів.

Оскільки зразок ґрунту в кільці не має можливості бічного розширення, зміну його пористості Δn_i під тиском p_i , розподіленим за площею A , знайдемо з виразу

$$\Delta n_i = \frac{\Delta h A}{h A} = \frac{\Delta h}{h}, \quad (4.27)$$

де h – висота зразка; Δh – деформація від тиску p_i .

Об'єм твердих часток у зразку ґрунту до і після деформації залишається практично незмінним, бо діючі напруги не можуть суттєво змінити об'єм мінеральних часток. За (4.16), цей об'єм в одиниці об'єму зразка ґрунту дорівнює

$$m = 1/(1 + e_0), \quad (4.28)$$

де e_0 – початковий коефіцієнт пористості ґрунту.

Поділивши вираз (4.27) на (4.28), одержимо формулу для визначення зміни коефіцієнта пористості зразка ґрунту Δe_i під дією тиску p_i

$$\Delta e_i = \frac{(1 + e_0) \Delta h_i}{h}. \quad (4.29)$$

Вилучивши значення Δe_i з початкового коефіцієнта пористості e_0 , знайдемо e_i – коефіцієнт пористості ґрунту при тискові p_i

$$e_i = e_0 - \frac{(1 + e_0) \Delta h_i}{h}. \quad (4.30)$$

За цією формулою можна розраховувати значення коефіцієнта пористості для будь-якого прикладеного тиску. Після одержання в експерименті значень e_i при різних тисках p_i будують графічну залежність $e_i=f(p_i)$, яка має назву компресійної кривої. Загальний вигляд такої кривої показано на рис. 4.18, а. При зростанні тиску коефіцієнт пористості зменшується (лінія навантаження або компресії – крива 1 на рис. 4.18, а), якщо ж навантаження поступово зменшувати, то спостерігається зворотний процес – деяке збільшення об'єму зразка (поршень одометра дещо переміщується вгору), а отже, часткове відновлення його деформації та зростання коефіцієнта пористості (лінія розвантаження або декомпресії, або навіть набухання – крива 2 на рис. 4.18, а). Первинна висота зразка h після розвантаження не буде повністю відновлена тому, що при декомпресії відновлюються тільки пружні деформації ϵ_e (рис. 4.18, а), а остаточні деформації ϵ_p незворотні.

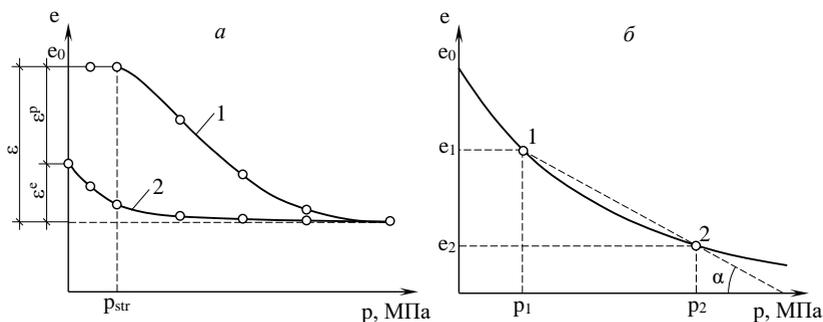


Рис. 4.18. Компресійні криві: а – загальний вигляд (1 – навантаження; 2 – розвантаження); б – розрахункова схема для визначення коефіцієнта відносної стисливості

На рис. 4.18, *a* спостерігаємо ділянку компресійної кривої, в межах якої залежність між коефіцієнтом пористості і тиском близька до лінійної. Особливо характерна така ділянка для глинистих ґрунтів природної структури. Межа цієї ділянки відповідає так званій *структурній міцності* ґрунту p_{str} , що зумовлена зв'язками між частками й надає скелету ґрунту здатність витримувати певне навантаження до початку руйнування його каркаса. При навантаженнях, менших за p_{str} , у ґрунті розвиваються лише пружні деформації, а за досягнення навантаження структурної міцності починається руйнування скелета, що супроводжується перекомпонуванням часток, ущільненням ґрунту та зменшенням його коефіцієнта пористості. Значення структурної міцності ґрунту p_{str} можна отримати з компресійної кривої, якщо вести навантаження малими ступенями (0,002-0,01 МПа). Різкий злам лінії компресії і відповідає структурній міцності ґрунту p_{str} . Як правило її значення змінюються в широких межах: від 0,01-0,05 МПа для слабких водонасичених глинистих ґрунтів до 0,15-0,20 МПа для незволожених лесових ґрунтів.

Якщо обмежитись незначною зміною тиску ($p=0,1-0,3$ МПа), що звичайно має місце в основах споруд, то в такому діапазоні тиску компресійну криву можна умовно замінити прямою лінією (рис. 4.5, *б*). Тангенс кута нахилу відрізка компресійної кривої до осі тиску p є кількісною мірою стисливості ґрунту – *коефіцієнтом стисливості* m_0

$$m_0 = \operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1}, \quad (4.31)$$

або

$$e_1 - e_2 = m_0 (p_2 - p_1). \quad (4.32)$$

Продиференціювавши рівняння (4.32), одержимо

$$de = -m_0 dp. \quad (4.33)$$

Це співвідношення має важливе значення в механіці ґрунтів і є основою таких фундаментальних положень, як принцип лінійної деформованості та консолідація ґрунту. Воно відображає закон ущільнення ґрунту: *нескінченно мала зміна об'єму пор ґрунту прямо пропорційна нескінченно малій зміні тиску*.

У розрахунках осідань ґрунтів часто використовують і так званий *коефіцієнт відносної стисливості* m_v

$$m_v = m_0 / (1 + e_0). \quad (4.34)$$

Одержані показники m_0 та m_v відповідають умовам стиснення ґрунтів без можливості бічного розширення. Але ж, насправді, ґрунти основи мають можливість для горизонтального переміщення й випинання. Тому для зменшення впливу цієї невідповідності на точність визначення осідань основ проєктувальники використовують *компресійний модуль деформації*, що визначають за виразами

$$E = \beta / m_v \quad \text{або} \quad E = \frac{1 + e_0}{m_0} \beta, \quad (4.35)$$

де β – коефіцієнт, який ураховує відсутність поперечного розширення ґрунту в компресійному приладі і який обчислюють за формулою

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}, \quad (4.36)$$

де ν – *коефіцієнт поперечної деформації ґрунту (коефіцієнт Пуассона)*, що за своєю фізичною природою є відношенням абсолютних величин поперечних і поздовжніх деформацій зразка при одноосьовому стисненні

без обмежень бічного розширення і який визначають за результатами його випробувань у приладах трьохосового стиснення за виразом (4.40). У разі відсутності експериментальних даних ДСТУ Б В.2.1-4-96 допускає приймати ν рівним: 0,30-0,35 – для пісків і супісків; 0,35-0,37 – для суглинків; 0,2-0,3 при $I_L < 0$; 0,3-0,38 при $0 \leq I_L \leq 0,25$; 0,38-0,45 при $0,25 < I_L \leq 1,0$ – для глин. При цьому менші значення ν приймають при більшій щільності ґрунту.

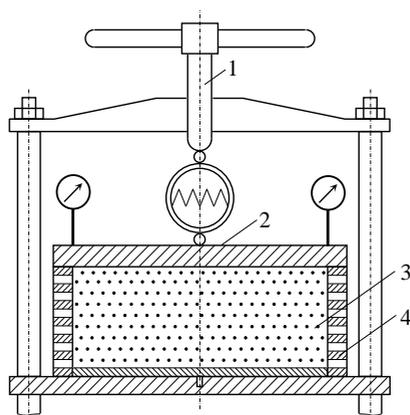
Для звичайних ґрунтів $E=5-50$ МПа, а для слабких $E < 5$ МПа.

Слід також зазначити, що при значному діапазоні зміни тиску крива компресії звичайно точніше описується логарифмічною залежністю, яку також використовують при проектуванні основ відповідних споруд.

Недоліком компресійного приладу, показаного на рис. 4.4, є невисока точність вимірів, унаслідок того, що сили тертя зразка ґрунту за стінками кільця за даними професорів М.Н. Гольдштейна, М.В. Корнієнка та ін. зменшують на 10-50 % (залежно від вологості, виду ґрунту й умов випробування) вертикальний тиск, що прикладений до зразка під час випробування, особливо зі збільшенням навантаження на ґрунт. Це призводить до хибного збільшення фактичного значення модуля деформації ґрунту чи зменшення його відносної просадочності.

При компресійних випробуваннях незв'язних ґрунтів цей недолік можна обминути використанням компресійного приладу (рис. 4.19) Одеського Національного морського університету (В.В. Ковтун, В.Т. Бугаєв), що містить циліндричний корпус у вигляді обойми з металевих кілець товщиною 0,5 мм з еластичними, наприклад гумовими, прокладками. Вертикальні зусилля в приладі передають через штамп 3 за допомогою гвинтового домкрата 1 на зразок 4 і стінку циліндричної обойми 5, так що вертикальні деформації обойми і зразка рівні між собою. цим усувають тертя часток ґрунту за стінками приладу та досягають кращу відповідність

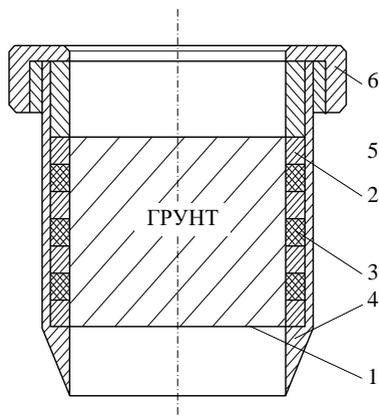
величин щільностей зразка при одному й тому ж значенні вертикального тиску, ніж в одометрах із жорсткою обоймою. Тарування обойми здійснюють до заповнення її ґрунтом у діапазоні майбутнього тиску. Але для ґрунтів природної структури випробування в такому кільці неможливі тому, що воно не забезпечує відбір ґрунту без порушення його структури, а це призводить до зниження точності вимірювань.



*Рис. 4.19. Схема приладу для компресійних випробувань ґрунтів Одеського НМУ:
1 – гвинтовий домкрат; 2 – штамп; 3 – зразок; 4 – циліндрична обойма з металевих кілець з еластичними прокладками*

Цю конструкцію було удосконалено в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (Ю.Л. Винников). У новій конструкції кільця (див. рис. 4.20) розміщенням обойми в середині циліндричної гільзи з ріжучою кромкою забезпечується можливість відбору ґрунту непорушеної природної структури, за рахунок чого підвищується точність визначення деформаційних властивостей ґрунтів. пристрій містить кільце 1, що складається з металевих кілець 2, між якими розташовані еластичні прокладки 3. зовні кільця 1 розміщено циліндричну гільзу 4, котра має ріжучу кромку з одного боку, а з протилежного боку розташовано

упорне кільце 5, підтиснуте однобічною муфтою 6. тарування кільця здійснюють до заглиблення його в ґрунт. пристрій розташовують ріжучою кромкою гільзи на поверхню ґрунту. тиском, що прикладається до муфти, пристрій удавлюють у ґрунт до стану, коли рівень поверхні ґрунту всередині перевищує верх кільця, тобто кільце повністю заповнене ґрунтом природної структури. при цьому для полегшення вдавнення пристрою в ґрунт здійснюється підрізання ґрунту, наприклад ножем, зовні ріжучої кромки. Для виймання пристрою з ґрунтом після закінчення вдавнення ґрунт підрізається нижче від ріжучої кромки, наприклад ножем. Для підготовки зразка ґрунту для випробування в умовах одновимірної деформації знімається однобічна муфта та упорне кільце, після чого кільце 1 зі зразком ґрунту непорушеної структури виймається з циліндричної гільзи, зрізаються лишки ґрунту за межами кільця, а подальші випробування здійснюють звичайним чином.



*Рис. 4.20. Кільце для компресійних випробувань ґрунтів
 НУ «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»:
 1 – кільце; 2 – металеві кільця; 3 – еластичні прокладки;
 4 – циліндрична гільза з ріжучою кромкою; 5 – упорне кільце;
 6 – однобічна муфта*

Використання таких модифікацій компресійного приладу довело, що фактичні показники стисливості глинистих ґрунтів нижчі (в середньому на 25%) порівняно з аналогічними випробуваннями в стандартному приладі.

Зазначимо також, що безпосередньо схема компресійних випробувань близька лише обмеженому колу інженерних задач, котрі можна розглядати як одновимірні (ущільнення ґрунту при горизонтальних нашаровуваннях під дією власної ваги; осідання обмеженої товщі ґрунту в основі розвиненого у плані фундаменту тощо). Однак через простоту методики результати компресійних випробувань із певними припущеннями широко використовують й у значно складніших розрахунках.

Найбільше реальному напружено-деформованому станові зразка в масиві відповідають випробування у *приладах трьохосового стиснення (стабілометрах)*. Зразки мають циліндричну, а іноді кубічну форму. Принципова схема стабілометра подана на рис. 4.21, *а*, а напруженого стану зразка у ньому – на рис. 4.21, *б*. Циліндричний зразок ґрунту 1 висотою h у гумовій оболонці 2 спершу піддають бічному стисненню від рідини 3, що заповнює робочу камеру приладу, створюючи в ґрунті бічну напругу $\sigma_2 = \sigma_3$. потім через шток 4 до поршня 5 ступенями прикладають вертикальне навантаження f , створюючи в зразку нормальну напругу σ_1 . Виміри тиску в камері стабілометра виконують манометром, а абсолютні вертикальні деформації зразка δh_i – індикаторами. Напруги σ_1 називають *максимальною головною*, а σ_2 та σ_3 – *мінімальними головними*. Збільшуючи σ_1 , можна досягти руйнування зразка чи у вигляді зсування за нахиленою поверхнею, чи шляхом суттєвого розширення в боки зі зменшенням висоти. За результатами випробувань ґрунтів у стабілометрі визначають як їх характеристики деформативності, так і міцності.

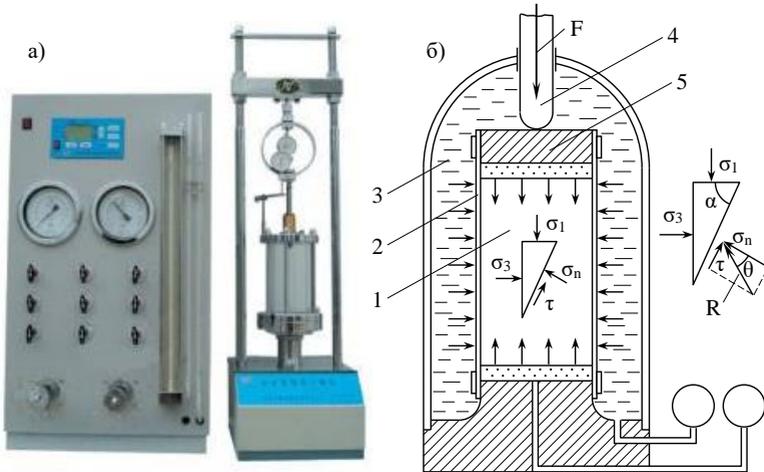


Рис. 4.21. Загальний вигляд (а) і схема приладу трьохосового стиснення (стабілометра) та напруженого стану зразка ґрунту в ньому (б)

Природно, що в процесі досліду площа поперечного перерізу зразка A_i ґрунту змінюється, що визначають за формулою

$$A_i = A / (1 - \varepsilon_1), \quad (4.37)$$

де A – початкова площа поперечного перерізу зразка; ε_1 – відносна вертикальна деформація зразка ґрунту, яка дорівнює $\varepsilon_1 = \Delta h_i / h$.

Величину напруги σ_1 визначають за формулою

$$\sigma_1 = \frac{F}{A} + \sigma_3 \left(1 - \frac{A_c}{A}\right), \quad (4.38)$$

де A_c – площа поперечного перерізу штока.

Потім будують графік залежності відносної вертикальної деформації зразка ε_1 від напруги σ_1 (приклад див. на рис. 4.22). Графік має лінійну OA та нелінійну AB ділянки. Координати точки A при цьому: $\Delta\sigma_1$ і $\Delta\varepsilon_1$.

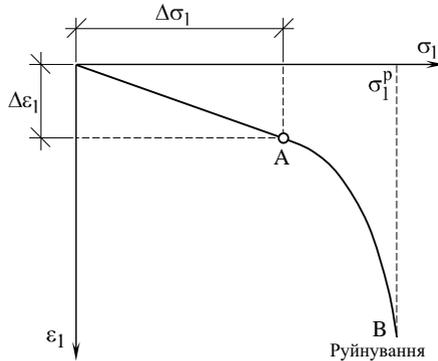


Рис. 4.22. Графік залежності відносної вертикальної деформації зразка ґрунту ε_1 від напруги σ_1 за результатами випробувань ґрунту в стабілометрі

Модуль деформації ґрунту за результатами випробувань його зразка в умовах трьохосового стиснення дорівнює

$$E = \Delta\sigma_1 / \Delta\varepsilon_1, \quad (4.39)$$

а коефіцієнт його поперечної деформації (коефіцієнт Пуассона)

$$\nu = \Delta\varepsilon_3 / \Delta\varepsilon_1, \quad (4.40)$$

де $\Delta\varepsilon_1$ і $\Delta\varepsilon_2$ – приріст відносних вертикальної та поперечної деформацій зразка

$$\Delta\varepsilon_3 = (\Delta\varepsilon_v - \Delta\varepsilon_1) / 2, \quad (4.41)$$

де $\Delta\varepsilon_v$ – приріст відносної об'ємної деформації зразка ґрунту (при цьому відносна об'ємна деформація зразка складає $\varepsilon_v = \Delta V / V$, де ΔV – абсолютна об'ємна деформація зразка; V – його початковий об'єм).

До речі, за даними випробувань ґрунту в умовах трьохосового стиснення можуть бути визначені й інші деформаційні характеристики: модуль зрушення G та модуль об'ємної деформації K . Ці величини функціонально пов'язані з модулем деформації й коефіцієнтом Пуассона

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}; \quad K = \frac{E}{1-2\nu}. \quad (4.42)$$

Хочемо звернути увагу й на те, що найбільш достовірними і водночас високовартісними методами визначення деформаційних характеристик нескільких ґрунтів є польові випробування їх статичними навантаженнями в шурфах (котлованах) штампами площею 2500-5000 см², а також у свердловинах гвинтовими штампами площею 600 см².

Як показали численні дослідження, значення модулів деформації за результатами лабораторних випробувань ґрунтів у компресійних приладах виявляються звичайно нижче від модулів, установлених на основі польових випробувань штампами. Це може бути зумовлено такими причинами. Виймання зразка з шурфу чи свердловини для проведення компресійних випробувань неминуче супроводжується зменшенням напруг у скелеті ґрунту (зняття природного тиску) та зниження до нуля тиску в поровій воді (в разі відбору зразка нижче рівня підземних вод). Зміна напруг у скелеті ґрунту та поровій воді викликає збільшення об'єму зразка ґрунту. В ґрунтах із відносно великою структурною міцністю, збільшення об'єму зразка ґрунту може обмежуватись виникненням пружних деформацій розширення. Однак у більшості випадків при вийманні зразків із свердловин нижче рівня підземних вод відбувається часткове чи повне руйнування структурних зв'язків, що існували в ґрунті, внаслідок зростання об'єму бульбашок повітря або газу, затиснутих у порах ґрунту. При зменшенні тиску в поровій воді об'єм бульбашок повітря суттєво збільшується, що призводить до

розвитку напруг розтягування в скелеті ґрунту. Від цього зв'язки малої міцності між частками ґрунту руйнуються. Таким чином, часто-густо компресійні випробування проводяться зі зразками частково порушеної, а не природної структури, що впливає на результати компресійних випробувань і може спричинити отримання занижених значень модуля деформацій ґрунту.

Зіставленням результатів польових і лабораторних методів випробувань для четвертинних глинистих відкладів було встановлено коригуючий коефіцієнт m_k до модулів деформації, отриманих на основі компресійних досліджень. Значення його при показнику текучості $0,5 < I_L \leq 1$ супіску, суглинку й глини змінюється від 2 до 6 залежно від виду ґрунту та його коефіцієнта пористості. При цьому, однак, результати тривалих геодезичних спостережень за осіданнями будівель і споруд на слабких ґрунтах (Зоценко М.Л. і Винников Ю. Л., 1995, 1998) вказують, що для розрахунку осідань їх основ більш коректно використовувати результати саме компресійних випробувань без коригуючих коефіцієнтів m_k .

4.6. МІЦНІСТЬ ҐРУНТІВ, ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК МІЦНОСТІ. ЗАКОН КУЛОНА

Під дією зовнішнього навантаження в окремих точках масиву ґрунту зовнішні напруги можуть перевищити сили внутрішніх зв'язків між частками, через що виникають зрушення одних агрегатів відносно других і порушується суцільність ґрунтового масиву, тобто вичерпується його *міцність*. Проявами таких зрушень є зсувні процеси, видавлювання ґрунту з-під фундаментів тощо.

У незв'язних ґрунтах опір зрушенню залежить від *сил тертя між частками*, а у зв'язних – ще й від *сил внутрішнього зчеплення між водно-колоїдними оболонками часток*. У процесі зрушення виникають взаємні

зміщення часток. Вони стають можливими тоді, коли дотичні напруги перевищують сили, що утримують між собою частки в точках контакту.

У незв'язних і пухких зв'язних ґрунтах опір зрушенню зростає поступово зі збільшенням деформацій унаслідок стиснення частинок та структурних агрегатів один до одного в початковій стадії зрушення й зростання кількості контактів між ними. При цьому в загальному випадку до перевищення внутрішніх сил між частками ґрунт ущільнюється, а після зрушення – розпушується. У зв'язних ґрунтах під силами зчеплення розуміють опір структурних зв'язків усякому переміщенню часток, які вони об'єднують, незалежно від зовнішнього тиску. Тобто, крім жорстких структурних зв'язків у точках контакту часток, опір зсуванню одночасно чинять ще й оболонки зв'язної води. Важливою особливістю опору ґрунту зрушенню є те, що величина цього параметра не постійна, а залежить від тиску та умов контакту між частками.

У лабораторних умовах за ДСТУ Б В.2.1-4-96 характеристики міцності найчастіше визначають шляхом *випробування на пряме зрушення* у відповідному приладі (див. рис. 4.23. 4.24). Власне, це той же компресійний прилад (див. рис. 4.17), в якому металева обойма (кільце) розділена на верхню, що може переміщуватись під дією горизонтального (дотичного) навантаження q , і нижню, нерухому, частини. Між цими частинами кільця встановлюють проміжок 0,5-1 мм, що задає площину, за якою відбудеться зрушення рухомої частини зразка за нерухомою. Аналогічно компресійним випробуванням на ґрунт в кільці через штамп передають стискаючу (нормальну) силу f . Горизонтальні переміщення верхньої частини зразка Δl фіксують індикатором, установленим на верхній каретці приладу.

Найбільш апробовані дві схеми випробування зв'язних ґрунтів на пряме зрушення: за так званою «закритою схемою» (неконсолідовано-недреновані випробування) та «відкритою» (консолідовано-дреновані).

Випробування ґрунтів за першою схемою виконують таким чином, що щільність і вологість ґрунту в процесі досліді не змінюється, й тому такі дослідження мають назву швидкого зрушення.

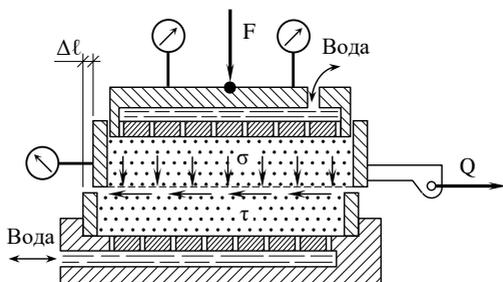


Рис. 4.23. Схема приладу для випробувань ґрунтів на пряме зрушення

Випробування за «відкритою схемою» виконують після попереднього ущільнення зразків вертикальним навантаженням до стабілізації осідання, а горизонтальне зусилля на зразок передають ступенями, при цьому кожна ступінь витримують до стабілізації горизонтальної деформації.



Рис. 4.24. Прилади для випробувань ґрунтів на пряме зрушення

Випробування незв'язних ґрунтів проводять за першою схемою.

Для отримання залежності між опором зрушенню $\tau=Q/A$ і вертикальною напругою $\sigma=F/A$, де A – площа поперечного перерізу зразка, дослід проводять при кількох вертикальних напругах, які протягом одного випробування залишають постійними. Навантаження Q прикладають ступенями до зрушення (чи переміщення $\Delta l = 5$ мм). Після випробування будують графік у координатах «опір зрушенню τ – переміщення Δl » (див. рис. 4.25, а). За ним визначають граничний опір зрушенню τ і за результатами серії випробувань будують ще один графік у координатах «граничний опір зрушенню τ – вертикальна напруга σ » (рис. 4.25, б).

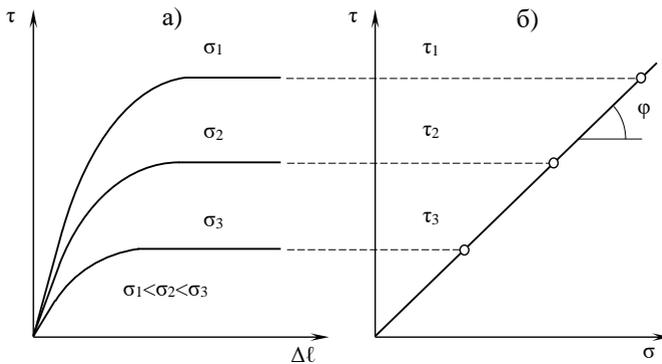


Рис. 4.25. Графіки опору зрушенню сипучого ґрунту:
а – переміщень при зрушенні; б – граничного опору при зрушенні

Як показують результати досліджень для незв'язних (сипучих) ґрунтів у межах звичайних для основ фундаментів більшості споруд ($\sigma \leq 0,3 \dots 0,5$ МПа), залежність між опором зрушенню τ та вертикальною напругою σ можна прийняти лінійною з початку координат (рис. 4.25, б). Тоді ця залежність може бути виражена рівнянням

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi, \quad (4.43)$$

де $\operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт внутрішнього тертя сипучого ґрунту; φ – кут внутрішнього тертя ґрунту.

Залежність (4.43), встановлена в 1773 р. Ш. Кулоном, зумовлює закон опору незв'язних (сипучих) ґрунтів зрушенню, який формулюють так: граничний опір сипучих ґрунтів зрушенню прямо пропорційний зовнішньому нормальному тискові. Це твердження називають законом Кулона.

Аналогічні дослідження зв'язних (глинистих) ґрунтів дають дещо складнішу криволінійну, особливо на початковій ділянці σ_0 залежність $\tau=f(\sigma)$, можливий графік якої наведено на рис. 4.26. Але при напругах $\sigma=0,05\dots0,5$ МПа практично маємо пряму, котру описують рівнянням

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (4.44)$$

де c – питоме зчеплення ґрунту – відрізок, що відсікає на осі τ ця пряма.

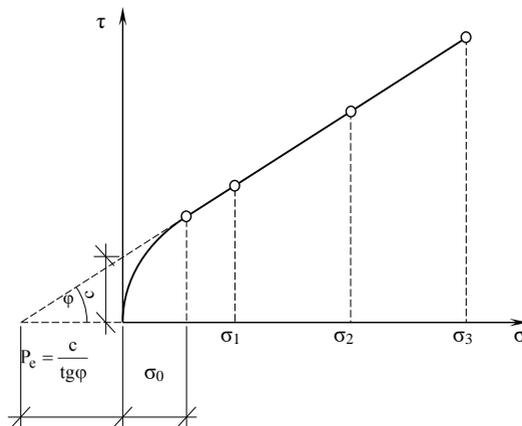


Рис. 4.26. Графік опору зрушенню зв'язного ґрунту

Параметри φ і c є математичними параметрами експериментальної прямої для конкретного ґрунту й лише умовно названі кутом внутрішнього

тертя і питомим зчепленням, бо фізика руйнування ґрунту значно складніша. Рівняння (4.44) є законом Кулона для зв'язних ґрунтів, який формують так: *граничний опір зв'язних ґрунтів зрушенню при завершеній консолидації є функція першого ступеня нормальної напруги.*

Якщо пряму залежності $\tau=f(\sigma)$ довести до перетину з віссю абсцис (див. рис. 4.12), то одержимо величину p_e , що звичайно називають *тиском зв'язності ґрунту* (а іноді – фіктивним тиском зв'язності). Використовуючи цей параметр, значення питомого зчеплення можна записати як

$$c = p_e \operatorname{tg} \varphi, \quad (4.45)$$

Звідки

$$p_e = c / \operatorname{tg} \varphi = c \operatorname{ctg} \varphi. \quad (4.46)$$

Зазначимо, що при високих значеннях нормальних напруг, наприклад до 3 МПа, залежність $\tau=f(\sigma)$ частіше описують параболічною функцією.

Головні недоліки випробувань на пряме зрушення ті ж, що й компресійних випробувань, – неповна визначеність напруженого стану зразка та змінність значень σ і τ у процесі зрушення. Крім цього, ця схема передбачає руйнування зразка за попередньо заданою, фіксованою проміжком поверхнею зрушення. Наявність у межах цієї поверхні більш міцних включень, наприклад карбонатних утворень у лесах, або, навпаки, послаблень, наприклад макропор, не характерних для всього зразка, може призвести до випадкових результатів.

В інженерній практиці схема випробувань на пряме зрушення найбільше відповідає зрушенню фундаменту чи споруди з прилеглим до нього ґрунтом за основою під дією горизонтальних сил або зрушенню однієї частини ґрунту за іншою за наявності фіксованої поверхні руйнування, наприклад слабого прошарку (так званий, консеквентний зсув див. п. 2.15).

Однак через простоту саме цю схему найбільше використовують у практиці вишукувань.

Результати випробувань ґрунту на трьохосьове стиснення (див. рис. 4.9) інтерпретують і для визначення параметрів його міцності. За графіком залежності $\varepsilon_1 = f(\sigma_1)$ знаходять значення напруги при руйнуванні зразка σ_1^p та найбільшу головну напругу σ_1' для даного досліді: $\sigma_1' = \sigma_1^p + \sigma_3$.

Для визначення характеристик міцності сипучих ґрунтів достатньо виконати одне випробування і побудувати одне, так зване, коло напруг Мора (приклад побудови його дано на рис. 4.27, а), діаметр якого дорівнює $\sigma_1' - \sigma_3$. Дотична OB до кола Мора, проведена через початок координат, визначить кут внутрішнього тертя φ . Аналітичний вираз для цього випадку має вигляд

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1' - \sigma_3}{\sigma_1' + \sigma_3}. \quad (4.47)$$

Для глинистих ґрунтів виконують не менше двох випробувань при різних значеннях мінімальних головних напруг σ_3 : σ_3' , σ_3'' , σ_3''' . У результаті одержують відповідні значення найбільших головних напруг: σ_1' , σ_1'' , σ_1''' і т.д.: $\sigma_1' < \sigma_1'' < \sigma_1'''$. Потім будують не менше двох кіл Мора (див. рис. 4.27, б), дотична до яких і визначить кут внутрішнього тертя φ та питоме зчеплення ґрунту c . Аналітичні вирази для визначення φ та c мають вигляд

$$\sin \varphi = \frac{(\sigma_1'' - \sigma_3'') - (\sigma_1' - \sigma_3')}{(\sigma_1'' + \sigma_3'') - (\sigma_1' + \sigma_3')}; \quad (4.48)$$

$$c = \frac{\sigma_1'' \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - \sigma_3''}{2 \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)}. \quad (4.49)$$

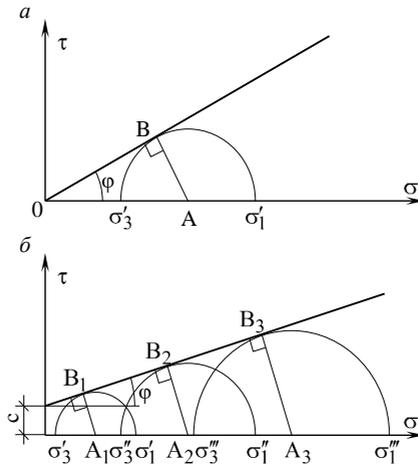


Рис. 4.27. Приклади визначення характеристик міцності ґрунтів за результатами випробувань його зразків на трьохосовоє стиснення:
***a* – коло Мора для сипучого ґрунту; *б* – коло Мора для зв'язного ґрунту**

Перспективним напрямом вивчення характеристик міцності ґрунту є застосування, так званих, швидкісних методів, як пенетрація і обертальний зріз. Метод *пенетрації* оснований на повільному зануренні в ґрунт конічного наконечника на глибину h , що не повинна перевищувати висоти конуса h_k (див. на рис. 4.28). При проведенні пенетраційних досліджень у лабораторних умовах навантаження звичайно передають ступенями і вимірюють глибину занурення наконечника. тривалість витримки кожної ступені приймають однаковою (як правило, 1-2 хв.).

Узагальнені показники результатів пенетраційних досліджень одержані В.Ф. Разорьоновим на базі рішень вісесиметричної задачі теорії граничної рівноваги. Для зв'язних ґрунтів цим показником є відношення зусилля пенетрації P до квадрата глибини занурення конуса, що має назву *питомого опору пенетрації* R , МПа, а для незв'язних ґрунтів використовують *показник пенетрації* U , Н/см³, що дорівнює відношенню зусилля пенетрації до куба глибини занурення конуса.

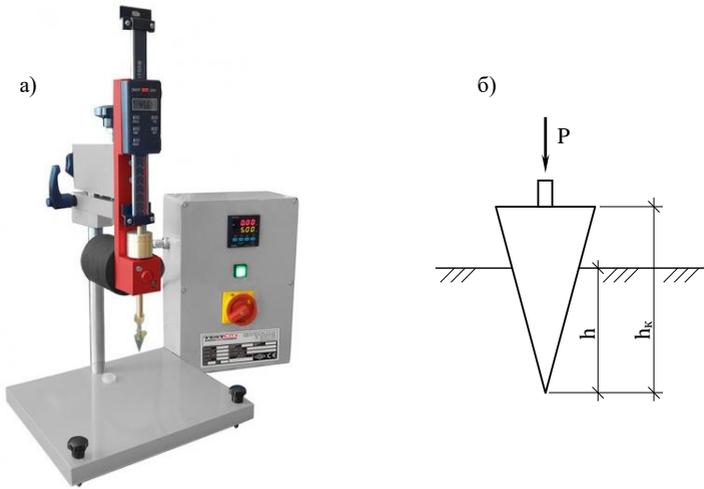


Рис. 4.28. Загальний вигляд (а) і схема penetраційних досліджень ґрунту (б)

На рис. 4.29 показані графіки penetраційних випробувань ґрунтів, у координатах «зусилля penetрації P – квадрат глибини занурення наконечника h^2 » (див. рис. 4.29, а) питомий опір penetрації визначають як тангенс кута осереднюючих прямих до осі координат і розраховують за формулою

$$R = \frac{P \pm P_0}{h^2}. \quad (4.50)$$

У координатах «зусилля penetрації P – куб глибини занурення наконечника h^3 » (рис. 4.29, б) показник penetрації визначають із виразу

$$U = \frac{P \pm P_0}{h^3}. \quad (4.51)$$

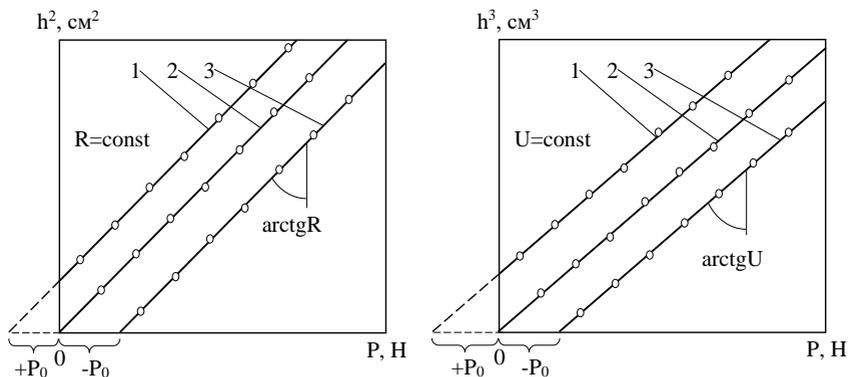


Рис. 4.29. Графіки penetраційних випробувань:
а – зв'язного ґрунту; б – сиучого ґрунту

Знак у виразах (4.50) і (4.51) приймають відповідно до рис. 4.29, із якого видно, що, незважаючи на відмінність розташування експериментальних точок, одержуємо паралельні прямі 1, 2, 3, для котрих питомий опір penetрації R (чи показник penetрації U) – величина постійна. Проведення кількох паралельних випробувань дозволяє контролювати достовірність визначення цих показників.

Головною перевагою penetраційних досліджень однорідних ґрунтів є умова *інваріантності* одержаних результатів, тобто повна незалежність від діючого зусилля та відповідної глибини занурення конуса, а з урахуванням констант використаних наконечників – незалежність від кута їх розкриття. У цьому випадку результати випробувань не залежать від засобу реєстрації опору penetрації і конструктивних особливостей пенетрометрів. Метод penetраційних досліджень доцільно приймати для:

– кількісного оцінювання зміни стану та механічних властивостей різноманітних ґрунтів при будь-яких видах зовнішнього впливу на ґрунт (при зволоженні, висиханні, замерзанні, відтаванні, ущільненні). Ефект впливу визначають відношенням значень питомих опорів penetрації R/R_0 (показників penetрації U/U_0), отриманих до початку і по закінченні впливу;

- контролю результатів механічних випробувань ґрунтів, виконаних традиційними методами;
- виявлення взаємозв'язку між показниками фізичного стану і характеристиками міцності.

Про перспективи методу свідчить використання його у космічних дослідженнях. Так, на автоматичній станції «Луна-13» було встановлено ґрунтотвір-пенетромтр Л-13 для оцінювання механічних властивостей верхнього шару місячного ґрунту. Це був перший прилад для вивчення ґрунтів, яким скористалася людина поза Землею. Пенетромтр мав пластмасовий корпус, нижня частина якого утворює кільцевий штамп із зовнішнім діаметром 12 см і внутрішнім 7,15 см. Циліндрична верхня частина слугує за направляючу муфту під час руху титанового ідентора, що має нижню конічну та верхню циліндричну частини. Кут загострення конусу – 103° , максимальний діаметр – 35 мм, висота – 13 мм. Ідентор може висуватись на глибину до 5 см нижче від кільцевого штампа (див. рис. 4.30). Циліндрична частина ідентора служить і корпусом двигуна твердого палива з соплом, зверненим догори. При спалахуванні палива за командою із Землі двигун протягом 0,6-0,7 с розвиває тягу близько 60 Н, котра вдавлює конус у ґрунт.

Глибина занурення ідентора відносно кільцевого штампа вимірюється потенціометром, закріпленим на корпусі пенетромтра. при роботі на пухкому ґрунті ідентор може занурюватись і глибше ніж 5 см, утягуючи за собою кільцевий штамп, величина заглиблення якого встановлює телекамера. Розміри ідентора та кільцевого штампа, робоче зусилля двигуна вибрані таким чином, щоб забезпечити вкорінення в різні породи (крім твердих лав). Прилад пройшов перевірку в умовах Землі на базальтовій лаві, важкому і пінистому бетоні, піносклі та дисперсних ґрунтах при нормальному тискові й вакуумі, де підвищувалась сила тяги його двигуна.

прилад тарувався і в літаючій лабораторії-літаку при прискоренні сили ваги, що дорівнювало місячному. Виявилось, що зниження гравітації в 6 разів веде до зростання глибини вдавлювання конуса у сипучі ґрунти на 70%. Головна особливість пенетрометрів, які використовували на пересувних місячних лабораторіях, – передача навантажень на конус без привантаження чи анкерних паль, а також автоматична передача по радіо даних про глибину занурення.

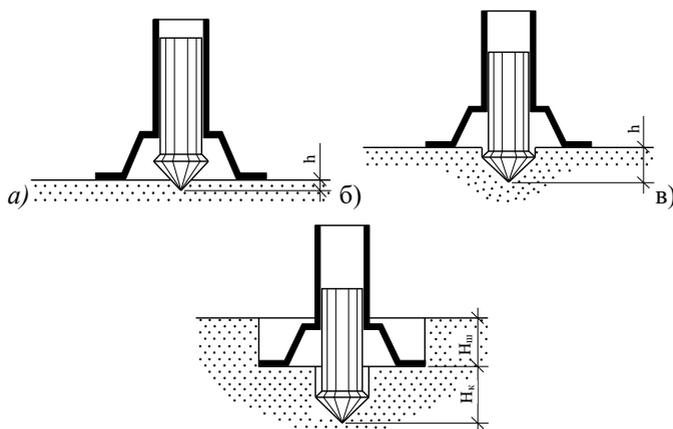


Рис. 4.30. Схема випробування ґрунтоміром-пенетрометром Л-13 різних ґрунтів: а – пористі та пінисті тверді; б – пухкі зв'язні та ущільнені незв'язні; в – пухкі незв'язні та пилуваті

Метод обертового зрізу включає повільне занурення наконечника з двома перпендикулярними відкрілками в ґрунт і вимірювання обертового моменту при повороті крильчатки. Схема досліджень показана на рис. 4.31.

У лабораторії найчастіше використовують пенетрометр ЛП-1 із приставкою для обертового зрізу або прилад ЛПС-1 для сумісних випробувань конструкції В. Ф. Разорьонова і П. І. Ейзлера. Для досліджень звичайно використовують той же зразок ґрунту, що випробовувався пенетрацією (тільки з протилежного боку).

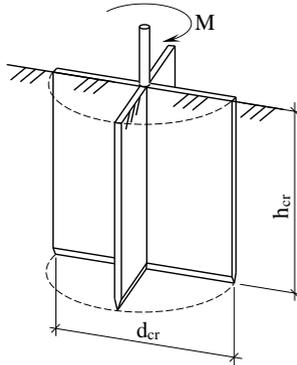


Рис. 4.31. Схема випробування ґрунтів методом обертального зрізу

Час витримки кожного ступеня обертального моменту теж 1-2 хв. За результатами обертальному зрізу будують графік залежності між величиною обертального моменту M і кутом повороту крильчатки β . Питомий опір обертальному зрізу τ визначають як відношення максимального моменту, що спричиняє зріз M_{τ} , до статичного моменту поверхні зрізу K_{τ} , м^3 (см^3) (або, так звана, стала крильчастого наконечника)

$$\tau = M_{\tau} / K_{\tau}; \quad (4.52)$$

$$K_{\tau} = \frac{\pi d_{cr}^2}{2} \left(\frac{d_{cr}}{6} + h_{cr} \right), \quad (4.53)$$

де d_{cr} та h_{cr} – відповідно діаметр і висота відкрilка.

До речі, якщо глибина занурення наконечника суттєво більша від його висоти $h \gg h_{cr}$, то стала крильчастого наконечника зростає й дорівнює

$$K_{\tau} = \frac{\pi d_{cr}^2}{2} \left(\frac{d_{cr}}{3} + h \right). \quad (4.54)$$

Для водонасиченого глинистого ґрунту питомий опір обертальному зрізу τ можна ототожнити з величиною питомого зчеплення c^u . Для

визначення кута внутрішнього тертя φ розраховують коефіцієнт пропорційності K_φ , який залежить від кута при вершині конічного наконечника (під час проведення пенетраційних досліджень) та кута внутрішнього тертя ґрунту

$$K_\varphi = \tau/R = c^H/R. \quad (4.55)$$

За знайденим коефіцієнтом K_φ , користуючись графіком $\varphi=f(K_\varphi)$, який подано на рис. 4.32, визначають кут внутрішнього тертя φ^H .



Рис. 4.32. Графік для визначення кута внутрішнього тертя за коефіцієнтом пропорційності K_φ

Відношення питомого опору обертальному зрізові ґрунту природної структури τ_{max} до опору зрізу ґрунту, перем'ятого крильчаткою, τ_{min} називають *коефіцієнтом структурності*. Величину, зворотну до нього, приймають за *показник структурної міцності* L

$$L = \tau_{min}/\tau_{max}. \quad (4.56)$$

За показником міцності розрізняють чотири групи ґрунтів:

1. $L=1$ міцність структурних зв'язків – відсутня;
2. $1>L>0,5$ міцність структурних зв'язків – низька;
3. $0,5>L>0,2$ міцність структурних зв'язків – середня;
4. $0,2>L>0$ міцність структурних зв'язків – висока.

4.7. ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ХАРАКТЕРИСТИК ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТІВ

Ґрунтова товща неоднорідна та складається з інженерно-геологічних елементів (шарів чи пластів ґрунту). Але й у межах кожного елемента ґрунту унаслідок його природної неоднорідності, зміни геологічних умов чи через особливості технології зведення штучних основ може відрізнятися за складом, будовою, станом, значеннями механічних характеристик. Для отримання найбільш достовірних значень вищерозглянутих фізико-механічних властивостей ґрунту за обмеженої кількості випробувань у різних точках шару звертаються до *статистичної обробки даних лабораторних чи польових випробувань* згідно з ДСТУ Б В.2.1-5-96. Проведення великої кількості випробувань практично неможливе, тому користуються кількома поодинокими визначеннями – *вибіркою*.

Розрізняють *нормативні* X_n та *розрахункові* X значення характеристик ґрунту. *Нормативні* значення всіх фізичних (вологості, щільності, пластичності тощо) і деяких механічних (модуля деформації, границі міцності на одноосьовий стиск, відносних просадочності й набрякання та ін.) характеристик ґрунту приймають рівними середньоарифметичній величині поодиноких визначень X_i цих характеристик

$$X_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i, \quad (4.57)$$

де n – кількість визначень характеристики (обсяг вибірки).

Далі перевіряють, чи не містяться серед поодиноких визначень X_i будь-які дані із суттєвими відхиленнями від загальної сукупності результатів. Вилученню із загальної вибірки підлягають максимальні або мінімальні значення X_i (відскоки), для котрих виконується умова

$$|X_n - X_i| > \nu S, \quad (4.58)$$

де ν – статистичний критерій, який приймають залежно від кількості визначень n характеристики за статистичними таблицями ДСТУ Б В.2.1-5-96; S – середньоквадратичне відхилення характеристики, що дорівнює

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_n - X_i)^2}. \quad (4.59)$$

При відсутності таких відскоків за нормативну характеристику приймають середньоарифметичне значення X_n . Якщо відскоки мають місце, то їх значення виключають із загальної вибірки, після чого визначають середньоарифметичне значення X_n і знов перевіряють вибірку на наявність відскоків.

Нормативні значення характеристик міцності ґрунту (кут внутрішнього тертя φ та питоме зчеплення c) визначають після побудови графіків $\tau_{np} = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$ (див. п. 4.6). При цьому врахування розкиду дослідних точок при апроксимації їх лінійною залежністю виконують обробкою експериментальних даних *методом найменших квадратів*. Тоді нормативні значення $\operatorname{tg} \varphi_n$ і c_n знаходять за формулами

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{1}{\Delta} \left(n \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i \right); \quad (4.60)$$

$$c_n = \frac{1}{\Delta} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i \right), \quad (4.61)$$

де n – кількість експериментів за визначенням граничного опору зрушенню τ_i при певних σ_i ; Δ – спільний знаменник цих виразів

$$\Delta = n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2. \quad (4.62)$$

Отримані таким чином нормативні значення характеристик через неоднорідність ґрунту й обмежену кількість даних завжди на якусь невизначену величину відхиляються від їх дійсних значень (математичного очікування). Тобто нормативні значення містять певну похибку. Для зниження її впливу на проектне рішення в розрахунках використовують не нормативні, а, так звані, розрахункові характеристики ґрунтів.

Розрахункові значення характеристик X визначають за формулою

$$X = X_n / \gamma_g, \quad (4.63)$$

де γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом.

Для всіх фізичних характеристик (крім щільності) та модуля деформації ґрунту можливо приймати $\gamma_g=1$, а для розрахункових значень характеристик міцності (кута внутрішнього тертя φ , питомого зчеплення c нескільних ґрунтів і межі міцності на одноосьовий стиск скельних ґрунтів R_c , а також щільності ґрунту ρ) цей коефіцієнт установлюють залежно від змінності цих характеристик, кількості визначень і довірчої ймовірності.

Окремо зазначимо, що визначення модуля деформації ґрунту в лабораторних умовах повинно проводитись не менше ніж на шести зразках (до речі, як і при визначенні характеристик R_c та ρ), а в польових умовах при випробуванні штампом можна обмежитись трьома дослідями (або навіть

двома, якщо їх результати відрізняються не більше ніж на 25%). Для нормативних і розрахункових характеристик φ та c виконують не менше шести визначень опору зрушенню τ_i для кожного вибраного значення вертикального тиску σ_i . При визначенні розрахункових характеристик міцності й щільності *коефіцієнт надійності за ґрунтом* визначають як

$$\gamma_g = 1/(1 \pm \rho_\alpha), \quad (4.64)$$

де ρ_α – показник точності, що характеризує область навколо середнього значення параметра ґрунту, у межах якої із заданою ймовірністю α знаходиться його «дійсне» (генеральне) середнє значення. Знак перед цим показником вибирають так, щоб забезпечити більшу надійність розрахунку. Так у розрахунках на стійкість споруди для частини ґрунту, що завдає активного тиску на неї, показник точності приймають зі знаком «плюс», а для частини ґрунту, що завдає пасивного тиску, – з «мінусом».

Для R_c та ρ

$$\rho_\alpha = t_\alpha v / \sqrt{n}; \quad (4.65)$$

для $tg\varphi$ і c

$$\rho_\alpha = t_\alpha v, \quad (4.66)$$

де t_α – коефіцієнт, що приймають за ДСТУ Б В.2.1-5-96 залежно від заданої однібічної надійної ймовірності α й кількості дослідних визначень n (для R_c та ρ при $(n-1)$; для $tg\varphi$ та c при $(n-2)$), як це подано в таблиці 4.10; v – коефіцієнт варіації характеристики, який визначають за формулою

$$v = S / X_n. \quad (4.67)$$

При цьому для R_c і ρ середньоквадратичне відхилення характеристики S визначають за виразом (4.58), а для $tg\varphi$ та c воно відповідно дорівнює

$$S_{tg\varphi} = S_\tau \sqrt{\frac{n}{\Delta}} \quad \text{та} \quad S_c = \sqrt{\frac{1}{\Delta} \sum_{i=1}^n \sigma_i^2}, \quad (4.68)$$

де

$$S_\tau = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (\sigma_i tg\varphi_n + c_n - \tau_i)^2}. \quad (4.69)$$

Слід також пам'ятати, що розрахункове значення питомої ваги ґрунту встановлюється множенням розрахункового значення щільності ґрунту на прискорення вільного падіння.

Таблиця 4.10
Значення статистичного критерію t_α при одnobічній надійній імовірності α та числі степенів вільності

α	Кількість визначень $(n-1)$ або $(n-2)$										
	3	4	5	6	10	15	20	25	30	40	60
0,85	1,25	1,19	1,16	1,13	1,10	1,07	1,06	1,06	1,05	1,05	1,05
0,95	2,35	2,13	2,01	1,94	1,81	1,75	1,72	1,71	1,70	1,68	1,67
0,98	3,45	3,02	2,74	2,63	2,40	2,27	2,22	2,19	2,17	2,14	2,12
0,99	4,54	3,75	3,36	3,14	2,76	2,60	2,53	2,49	2,45	2,42	2,39

У розрахунках за першою групою граничних станів (за несучою здатністю) розрахункові характеристики визначають при довірчій імовірності $\alpha=0,95$ і звичайно позначають як $tg\varphi_I$, c_I , ρ_I , а в розрахунках за другою групою граничних станів (за деформаціями) – при $\alpha=0,85$ та позначають як $tg\varphi_{II}$, c_{II} , ρ_{II} . Для основ опор мостів відповідно $\alpha=0,98$ і $\alpha=0,99$.

При цьому дійсне середнє значення властивості (розрахункової) не повинно виходити за нижню чи верхню межі однобічного довірчого значення. Отже, значення шуканої характеристики на кривій розподілу (див. рис. 4.33) попадає в інтервал δ , який називають *довірчим*.

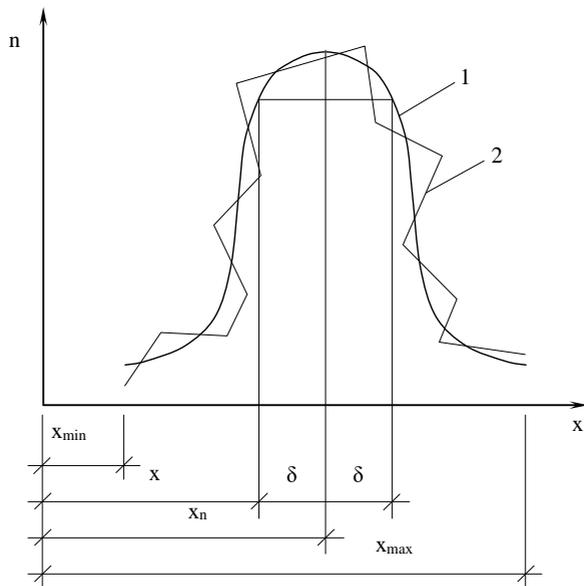


Рис. 4.33. Статистичні криві розподілу значень фізико-механічних параметрів: 1 – теоретична; 2 – дослідна

Прийняті довірчі ймовірності $\alpha=0,95$ та $\alpha=0,85$ означають, що в першому випадку лише 5%, а у другому – 15% значень поодиноких визначень будуть більшими чи меншими від прийнятої розрахункової величини властивості. Розрахункові значення характеристик ґрунтів R_c , c , φ і γ для розрахунків основ за несучою здатністю (перший граничний стан) позначають R_{cl} , c_l , φ_l та γ_l , а за деформаціями (другий граничний стан) – c_{II} , φ_{II} і γ_{II} .

4.8. ЗВ'ЯЗОК МІЖ ФІЗИЧНИМИ ТА МЕХАНІЧНИМИ ХАРАКТЕРИСТИКАМИ ҐРУНТІВ

Визначення механічних характеристик ґрунтів у достатній кількості пов'язано зі значними витратами трудових і матеріальних ресурсів. Одночасно встановлено, що між показниками механічних властивостей та фізичного стану ґрунтів за певних умов можуть бути отримані *кореляційні* чи навіть *функціональні залежності*. Тому при проведенні вишукувань на невеличких ділянках для попередніх розрахунків основ, а також розрахунків основ будівель і споруд II й III класу можливо визначати нормативні та розрахункові значення характеристик міцності і деформативності ґрунтів за їх фізичними характеристиками, наприклад за таблицями додатка цього документа або інших регіональних норм. При цьому, однак, розрахункові значення характеристик приймають, ураховуючи такі значення коефіцієнта надійності: в розрахунках основ за деформаціями $\gamma_g=1$; у розрахунках основ за несучою здатністю для питомого зчеплення $\gamma_g=1,5$, для кута внутрішнього тертя піску $\gamma_g=1,1$, для кута внутрішнього тертя глинистого ґрунту $\gamma_g=1,15$.

При проектуванні великої кількості об'єктів в умовах відносно однакових нашарувань ґрунтів доцільно складати *регіональні таблиці* орієнтовних значень E , φ і c для ґрунтів даного регіону. Такі таблиці найчастіше складають для пісків залежно від гранулометричного складу та коефіцієнта пористості ґрунту, а для глинистих ґрунтів – залежно від основного найменування ґрунту, показника текучості й коефіцієнта пористості. З них видно, що, наприклад збільшення коефіцієнта пористості піщаного чи глинистого ґрунту при інших рівних умовах обов'язково викликає зниження його міцності та підвищення деформативності. Відповідно зростання вологості (показника текучості) глинистого ґрунту веде до того ж результату.

Питанню встановлення взаємозв'язку між фізичними і механічними властивостями ґрунтів присвячені численні дослідження спеціалістів. Зокрема було виявлено, що між коефіцієнтом пористості e та логарифмом граничного опору зрушенню lgr проявляється лінійна залежність. Аналогічний висновок було зроблено й для компресійних залежностей.

Та найбільш повно це питання було опрацьовано науковою школою під керівництвом В.Ф. Разорьонова: Ю.Й. Великодний, Г.В. Жорнік, В.Г. Забара, М.Л. Зоценко, І.Н. Скриль, В.Г. Хілобок, В.Д. Шитов, А.В. Яковлев та ін. Зокрема, для зв'язних ґрунтів порушеної структури за умов їх повного водонасичення на основі пенетраційних випробувань встановлена залежність вигляду

$$W_i = W_0 - \frac{1}{r_0} \cdot lgr \frac{R_i}{R_0}, \quad (4.70)$$

де W_i і W_0 – значення повної вологомісткості ґрунту, що відповідають двом значенням коефіцієнта пористості ґрунту e_i та e_0 ; R_i – питомий опір пенетрації водонасиченого ґрунту з коефіцієнтом пористості e_i ; $R_0=1$ – для прийнятої розмірності R_i (кПа, МПа) (виходячи з цієї передумови встановлюють величину e_0); $\frac{1}{r_0}$ – кутовий коефіцієнт лінійної залежності, представленій в координатах “ $W - lgr$ ”.

В умовах трифазного стану глинистих ґрунтів при встановленні взаємозв'язку між фізичними й механічними властивостями необхідно враховувати ступінь їх водонасичення. Основне рівняння розрахункової схеми в цьому випадку має вигляд

$$W_i \cdot L_0 = W - \frac{1}{r_0} \cdot lgr \frac{R_i}{R_0}, \quad (4.71)$$

де L_0 – функція водонасичення, що дорівнює

$$L_0 = 1 + \left(\frac{1}{S_r} - 1 \right) \cdot \frac{1/r_0}{1/r}, \quad (4.72)$$

де $1/r$ – кутовий коефіцієнт лінійної залежності для випадку $S_r < 1$ (при цьому $W_i = \text{const}$).

В умовах природної структури додаткову складність при встановленні взаємозв'язку між фізичними та механічними властивостями ґрунтів становлять особливості їх структури. Розрахункова схема взаємозв'язку базується на тих же передумовах, що й для ґрунтів порушеної структури. Для практичних задач виявлення взаємозв'язку між фізичними і механічними властивостями трифазного стану ґрунту природної структури необхідно визначити три його індикаційні ознаки – вільний член і два кутових коефіцієнти умовних лінійних рівнянь. Загальне рівняння взаємозв'язку в цьому випадку має вигляд

$$\lg \frac{R}{R_0} = W_R \frac{1}{e_0} + \frac{\rho_w}{\rho_s} \cdot \frac{1 - M_{kpf}}{1/e_0} - W \frac{M_{kpf}}{1/e_0} - \frac{\rho_w}{\rho_d} \cdot \frac{M_{kpf}}{1/e_0}, \quad (4.73)$$

де R – питомий опір пенетрації, МПа; $R_0 = 1$ МПа; W_R – вологість водонасиченого ґрунту при $R_0 = 1$ МПа; $M_{kpf} = 1 - \frac{1/e_0}{1/e}$; $1/e_0$ та $1/e$ – кутові коефіцієнти лінійних рівнянь відповідно для випадку повного водонасичення ґрунту та за умови постійної вологості.

Численними дослідженнями доведено, що при встановленні взаємозв'язку між властивостями глинистих ґрунтів на індикаційні показники рівняння (4.73) чинять вплив число пластичності, мінералогічний склад глинистої складової, а також гранулометричний склад і мінералогія грубодисперсної складової ґрунту.

Умовою встановлення взаємозв'язку між показниками фізичного стану ґрунту (природна вологість W , коефіцієнт пористості e) й показниками механічних властивостей (питомий опір penetрації R , кут внутрішнього тертя φ , питома зчеплення c , модуль деформації E та ін.) є накопичування результатів випробувань для визначення перелічених характеристик ґрунтів із відносно постійним числом пластичності й однорідних генетично. Визначення коефіцієнтів рівнянь взаємозв'язку за кожним масивом експериментальних даних звичайно виконують способом найменших квадратів із розрахунком необхідних статистичних даних (коефіцієнтів кореляції, варіації, похибок прямих вимірів). Таким чином для кожного ґрунту можна встановити ряд залежностей вигляду:

$$\lg \frac{R}{R_0} = A_R - B_R \cdot e - C_R \cdot W; \quad (4.74)$$

$$\lg \frac{E}{E_0} = A_E - B_E \cdot e - C_E \cdot W; \quad (4.75)$$

$$\lg \frac{c}{c_0} = A_c - B_c \cdot e - C_c \cdot W; \quad (4.76)$$

$$\lg \frac{tg\varphi}{tg\varphi_0} = A_\varphi - B_\varphi \cdot e - C_\varphi \cdot W, \quad (4.77)$$

де $R_0, E_0, c_0, tg\varphi_0$ – значення, що дорівнюють одиниці вибраної розмірності. Коефіцієнти A, B, C є функціями індикаційних ознак ґрунту: $1/e_0, 1/e, W_R$.

Маючи для певного різновиду ґрунту рівняння (4.74–4.77), можливо для нього встановити такі залежності:

$$\lg \frac{E}{E_0} = A_E - \frac{B_E}{B_R} A_R - W \left(C_E - \frac{B_E}{B_R} C_R \right) - \frac{B_E}{B_R} \lg \frac{R}{R_0}; \quad (4.78)$$

$$\lg \frac{c}{c_0} = A_c - \frac{B_c}{B_R} A_R - W \left(C_c - \frac{B_c}{B_R} C_R \right) - \frac{B_c}{B_R} \lg \frac{R}{R_0}; \quad (4.79)$$

$$\lg \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi_0} = A_\varphi - \frac{B_\varphi}{B_R} A_R - W \left(C_\varphi - \frac{B_\varphi}{B_R} C_R \right) - \frac{B_\varphi}{B_R} \lg \frac{R}{R_0}. \quad (4.80)$$

За допомогою рівнянь взаємозв'язку можна вирішувати практичні задачі з визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів. Так, маючи рівняння вигляду (4.74–4.77) для конкретного різновиду ґрунтів (інженерно-геологічного елемента), за відомими значеннями «щільності (e) – вологості (W)» однозначно встановлюють відповідні величини: питомого опору penetрації R ; модуля деформації E ; питомого зчеплення c ; кута внутрішнього тертя φ . З використанням рівнянь (4.78–4.80) за величинами природної вологості ґрунту W і питомого опору penetрації R у будь-якій точці масиву основи можна однозначно визначити необхідні механічні характеристики ґрунту: E , c , φ .

4.9. ДИЛАТАНСІЯ ҐРУНТУ

Властивість ґрунту збільшувати свій об'єм при пластичному деформуванні, наприклад під час зрушення, називається *дилатансією* (від англ. dilate – розширяться), а його здатність зменшувати свій об'єм при тому ж стані – *контракція* (від англ. contract – стискуватися) (див. рис. 4.34). Термін «дилатансія» вперше було введено в 1885 р. О. Рейнольдсом. Зараз його часто використовують для позначення будь-яких змін об'єму при деформації формозміни (дісторії). Контракція при цьому може бути визначена як від'ємна дилатансія.

Дилатансія проявляється, головним чином, у щільних незв'язних ґрунтах (пісках), а контракція – в пухких незв'язних ґрунтах. У випадку насичення зернистого середовища рідиною дилатансія супроводжується зменшенням його коефіцієнта вологості, при контракції ж рідина видавлюється з пор. Щільність сухого ґрунту, при якій у процесі зрушення не спостерігаються деформації

об'єму, А. Казагранде назвав *критичною*. Отже, в процесі будь-якого зміщення часток відбувається зміна щільності від початкової до критичної. Це, як зазначав А.М. Рижов, одна з найбільш важливих закономірностей ґрунтів.

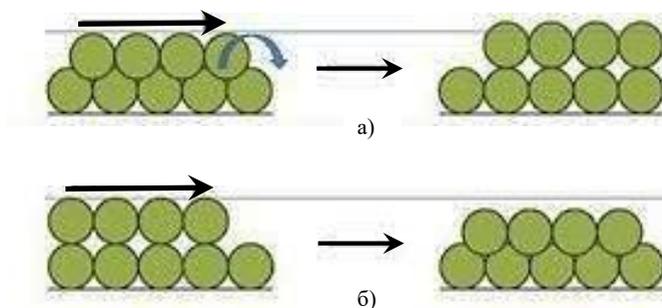


Рис. 4.34. Механізм дилатансії (а) та контракції (б)

Дилатансія проявляється як при пружному, так і при пластичному та при в'язкому деформуванні, при цьому в усіх випадках вона може бути позитивною (ущільнення) й негативною (розпущення). Природа дилатансії полягає у взаємному повороті і переупакуванні зерен ґрунту на поверхнях зрушення. О. Рейнольдс проілюстрував таке переупакування часток відомою моделлю у вигляді укладених різним чином шарів.

При нещільному укладанні шарів (кожний шар дотикається лише чотирьох сусідніх) унаслідок зрушення шари приймуть більш щільну упаковку (кожний шар буде дотикатися вже з шістьма сусідніми шарами), й об'єм фігури, складеної з шарів, зменшиться. І, навпаки, якщо початкове укладання шарів було більш щільним, то при зрушенні воно зміниться на нещільне, через що об'єм зросте. Аналогічно зрушення сипучого ґрунту, який має щільну упаковку, приводить до розпушення, а того, що має пухку упаковку, – до ущільнення.

Позитивну дилатансію неущільнених глинистих ґрунтів із природною структурою «карткова хатинка» чи «книжкова хатка» (див. рис. 4.7) іноді

пояснюють перебудовою цієї структури, коли при зрушенні хаотично орієнтовані частки перепаковуюються, прагнуть зайняти паралельне, тобто більш компактне, розташування, що й веде до зменшення об'єму. Перебудовою структури пояснюють явище дилатансії також і в щільних глинах, бо й у таких ґрунтах деформації зрушення призводять до зміни характеру розташування часток. Основну роль при цьому відіграє зміна під впливом зрушення щільності дефектів. Зменшення об'єму щільного ґрунту відбувається через скорочення кількості дефектів – мікротріщин тощо, а зростання об'єму – внаслідок їх розвитку. Оскільки накопичення дефектів спричиняє руйнування ґрунту, то можна стверджувати, що процес його руйнування безпосередньо пов'язаний із явищем негативної дилатансії.

Об'ємне деформування ґрунту найчастіше досліджують в умовах трьохосового стиснення, для якого із збільшенням величини відношення всебічного тиску, прикладеного до зразка, σ_m та інтенсивності дотичних напруг τ_i руйнування зразка стає все більш утрудненим. За М. Рейнером, об'ємну деформацію ґрунту представляють у вигляді суми

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^0 \pm \varepsilon_v^D, \quad (4.81)$$

де ε_v^0 – об'ємна деформація, що викликана всебічним тиском σ_m ; ε_v^D – об'ємна деформація, що викликана дією інтенсивності дотичних напруг τ_i . Знак « \pm » у цьому виразі вказує на можливість як ущільнення, так і розпушення ґрунту.

Величина ε_v^0 є функцією лише σ_m : $\varepsilon_v^0 = f(\sigma_m)$, а величина ε_v^D залежить від деформації зрушення γ_i

$$\varepsilon_v^D = \lambda \gamma_i, \quad (4.82)$$

де λ – коефіцієнт дилатансії.

Оскільки деформація зрушення γ_i , у свою чергу, залежить від інтенсивності дотичних напруг τ_i та від усебічного тиску, прикладеного до зразка, σ_m , то $\varepsilon_v^D = f(\tau_i, \sigma_m)$. Коефіцієнт дилатансії λ являє собою коефіцієнт пропорційності між приростом об'ємної деформації, що викликається тиском σ_m , і деформацією зрушення γ_i .

4.10. АНІЗОТРОПІЯ ҐРУНТУ

Якщо властивості зразка ґрунту не залежать від його просторової орієнтації в масиві, то такий ґрунт називають *ізотропним*. У протилежному випадку ґрунт вважають анізотропним (див. рис. 4.35). Думка про невинуватість поширення гіпотези ізотропності ґрунтів і можливість використання їх анізотропної моделі розвинена в роботах Б. Амадея, Л. Бардена, І.П. Бойка, М.Н. Гольдштейна, М.Ф. Друкованого, А. Казагранде, В.В. Ковтуна, Ю. Лока, Д. Магнана, Х. Сіда, С.Й. Цимбала, Г.І. Черного, О.В. Школи, Л.М. Шутенка, В.Б. Швеця, Н.С. Швець та ін.

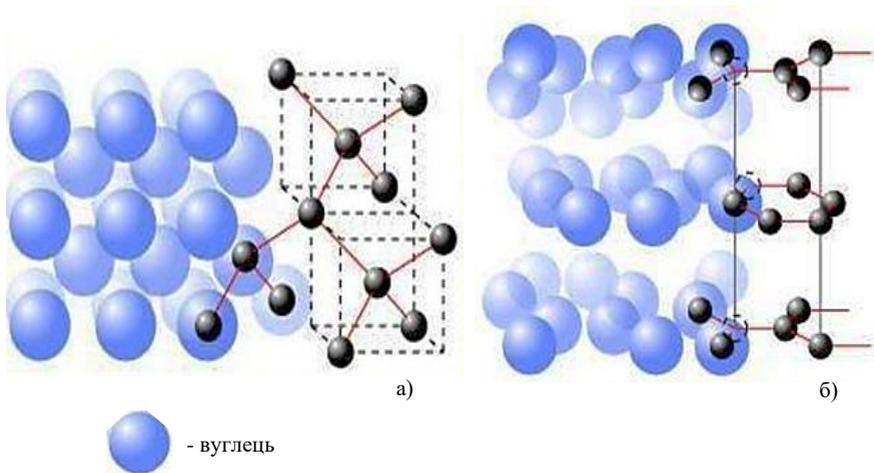


Рис. 4.35. Структурні ґратки алмазу (а) та графіту (б)

Проектувальників звичайно цікавить різниця механічних властивостей ґрунту за різними напрямками, або так звана механічна анізотропія (наприклад, деформаційна анізотропія, анізотропія міцності, анізотропія набухання), а іноді різниця фільтраційних властивостей, або фільтраційна анізотропія. Анізотропію механічних властивостей ґрунтів пояснюють їх упорядкованою структурою з пріоритетною паралельною орієнтацією часток за якимось напрямком.

Виділяють також *первинну*, чи *природну*, анізотропію ґрунту, викликану його природною будовою (зокрема, впорядкованою структурою ґрунту з паралельною орієнтацією часток), походженням, умовами утворення (зокрема процесом осадконакопичення) та ін., й *вторинну*, або *наведену*, анізотропію, характер та закономірності котрої залежать як від природної будови ґрунту, так і від особливостей технології влаштування штучних основ чи фундаментів, наприклад від напрямку витиснення частинок ґрунту робочим органом (трамбівкою, катком), палями, блоками, вибухом тощо, розмірів міжфундаментного простору і т. ін.

Природна анізотропія досить характерна для всіх груп гірських порід за походженням, зокрема магматичних з кристалічною структурою, осадкових з шаруватою чи сланцюватою текстурою і метаморфічних із дислокаційним метаморфізмом (при значному однобічному стисненні порід). У ґрунтах природна анізотропія часто зустрічається в глинистих відкладах водного (особливо морського, озерного) походження, лесах, стрічкових глинах тощо.

Механічні властивості анізотропних ґрунтів звичайно досліджують шляхом відбору їх зразків, зокрема ріжучими кільцями, чітко зорієнтованими під різними кутами (наприклад, $\alpha=0; 45; 90^\circ$ тощо) до горизонтальної площини (її часто умовно приймають за площину ізотропії), з наступним випробуванням в одометрах, зрізальних приладах, стабілометрах, пенетрометрах тощо. Пенетраційні випробування ґрунту

проводять й у польових умовах, наприклад польовими динамометричними пенетрометрами перпендикулярно до ділянок, зачищених у масиві за різними напрямками до горизонтальної площини.

У кожній точці масиву для всіх напрямків досліджень α характеристик відносно горизонтальної площини при близьких коефіцієнтах варіації значення механічних властивостей ґрунту зручно подавати у вигляді *годографів* чи їх *квадрантів*, які є графічним представленням залежностей значень механічних характеристик ґрунту від кута α . Приклади таких квадрантів годографів для ґрунтів із природною анізотропією подані на рис. 4.36, а для ґрунтів з наведеною анізотропією – на рис. 4.37.

Коефіцієнти анізотропії механічних характеристик ґрунту звичайно визначають за формулами:

$$n_{E,\alpha} = E_\alpha / E_-; \quad n_{c,\alpha} = c_\alpha / c_-; \quad n_{\varphi,\alpha} = \operatorname{tg}\varphi_\alpha / \operatorname{tg}\varphi_-; \quad n_{R,\alpha} = R_\alpha / R_-, \quad (4.83)$$

де E_- – модуль деформації ґрунту в площині ізотропії від дії напруг у цій же площині, отже, при орієнтації кілець під кутом $\alpha=0^\circ$ відносно горизонтальної площини; E_α – те ж для площини, нахиленої до площини ізотропії під кутом α ; c_- ; c_α ; φ_- ; φ_α – питоме зчеплення та кут внутрішнього тертя ґрунту в площині зрушення відповідно паралельній ($\alpha=0^\circ$) і нахилений до площини ізотропії під кутом α ; R_- та R_α – питомий опір пенетрації за результатами випробувань відповідно під кутами $\alpha=0^\circ$ та $\alpha \neq 0^\circ$ до горизонтальної площини.

Зокрема, експериментальними дослідженнями встановлено, що для лесового суглинку природної структури найбільші значення механічних властивостей у більшості випадків характерні для зразків, відібраних і досліджених під кутом $\alpha=0^\circ$ до горизонтальної поверхні, а найменші – при $\alpha=45^\circ$ (коефіцієнти анізотропії дорівнюють 0,6-0,9). При ущільненні ґрунту пріоритетні напрямки годографів звичайно відповідали напрямкам

вигищення ґрунту трамбівкою чи збірним елементом. Коефіцієнти анізотропії мали значення 0,5-2. З віддаленням від трамбівки чи збірного елемента анізотропія ґрунту поступово набуває природного характеру.

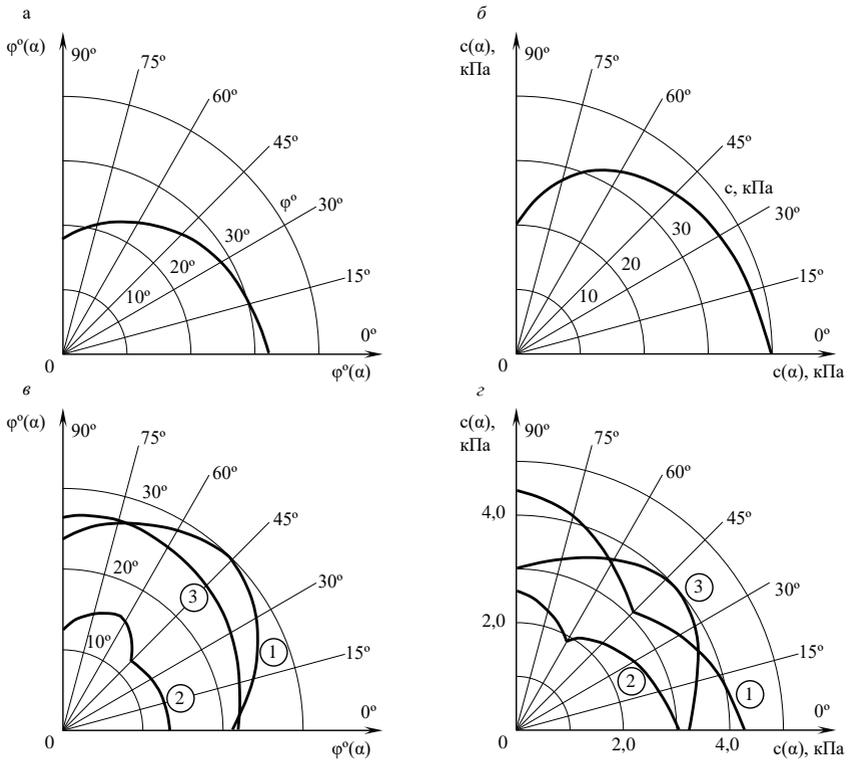


Рис. 4.36. Приклади квадрантів годографів характеристик міцності для ґрунтів з природною анізотропією за даними: а, б – професора О.В. Школи; в, з – професора М.Ю. Абелєва: 1 – лесовий суглинок у природному стані; 2 – він же у зволоженому стані; 3 – лесоподібний супісок у природному стані

Аналогічний ефект спостерігається й для ґрунту під підшвоювантаженого фундаменту. В процесі зведення ущільненої ґрунтової подушки з лесового ґрунту відбувається процес формування анізотропного середовища, за своєю природою аналогічного природному лесу чи лесовій

основі під низом фундаментів ущільнення. У разі ж замокання лесового ґрунту його первинна анізотропія зменшується (коефіцієнти анізотропії наближаються до одиниці), але повністю не зникає. Насипний суглинок, який спершу був ізотропним, за 10-40 років ущільнення під власною вагою теж отримує анізотропні властивості (в дослідях коефіцієнти анізотропії дорівнювали 0,65-0,95). Параметри анізотропії насипних ґрунтів певною мірою залежать від тривалості їх самоущільнення. А от при силікатизації цей ґрунт набував ізотропні властивості.

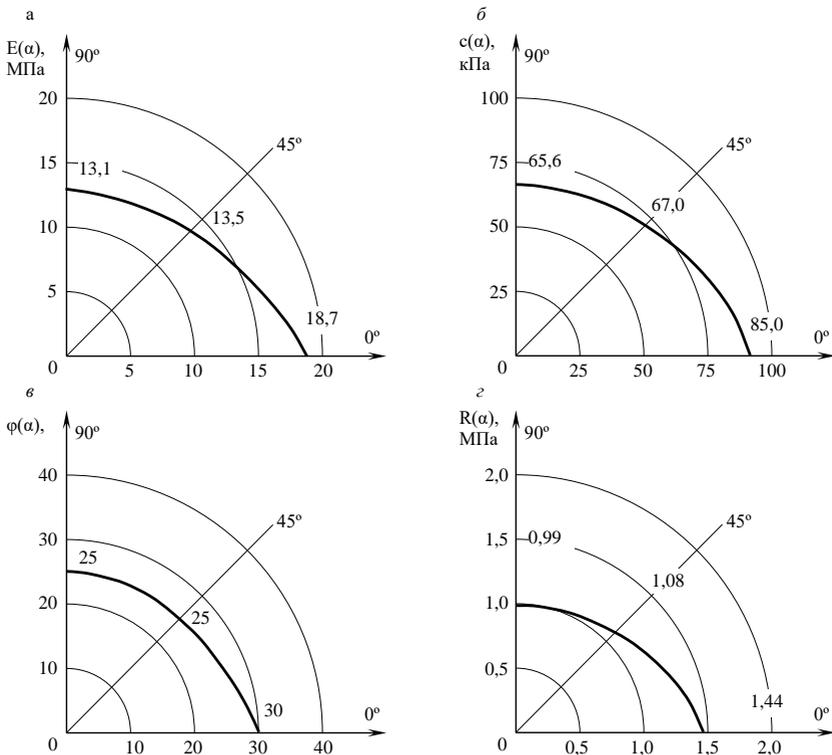


Рис. 4.37. Приклади годографів механічних характеристик лесового суглинку в характерній точці ущільненого шару ґрунтової подушки (за даними Ю.Л. Винникова): а – модуль деформації; б – питоме зчеплення; в – кут внутрішнього тертя; з – питомий опір пенетрації

4.11. РЕОЛОГІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

Реологія (від грецьких слів «рео» – текти і «логос» – вчення) *ґрунтів* – розділ механіки ґрунтів, у якому розглядається утворення і зміни в часі напружено-деформованого стану ґрунту. Реологічні явища в ґрунтах і гірських породах спостерігаються дуже часто. Соліфлюкція, сповзання укосів ґрунту, течія льодовиків – усе це реологічні процеси, що відбуваються впродовж від кількох годин до сторіч.

Найбільшу увагу реологічні процеси викликають, якщо вони відбуваються протягом експлуатації споруд. Таким прикладом є деформації глинистих мулів, що залягають в основі ґрунтових гребель Каховської ГЕС на Дніпрі. Шар мулу товщиною від 1 до 4 м осів на 970 мм при загальному осіданні основи 1120 мм. Ці осідання на окремих ділянках не припинилися навіть після 15 років експлуатації. Класичним прикладом реологічного процесу є тривале осідання відомої пам'ятки архітектури – Пізанської башти (Італія), будівництво якої було розпочато в 1174 р. і закінчено в 1350 р. Протягом наступних шести століть Пізанська башта продовжувала осідати з середньою швидкістю 2 мм/рік. До проведення наприкінці ХХ століття робіт з її стабілізації та часткового виправлення відхилення башти від вертикалі складало більше від 5 м.

Як показують натурні спостереження, додаткові деформації глинистих ґрунтів можуть досягти 36-165% від деформації, яка має місце на кінець фільтраційної консолідації. Тому важливо їх урахувати при проектуванні ґрунтових споруд, основ фундаментів тощо.

Згідно з класичною теорією пружності та пластичності, котра розглядає ідеалізовані тіла, закони деформування однакові для простих і складних видів навантаження. Насправді ж для багатьох реальних тіл зв'язок між напруженнями, деформаціями та їх швидкостями нелінійний і, крім того, залежить від виду напруженого стану й послідовності прикладання навантажень. Інакше кажучи, реологія прогнозує напруги та деформації, що виникають у ґрунті при будь-якій

залежності між складовими напруг, деформацією і часом. Залежно від підходу до розв'язання поставлених завдань розрізняють *макро- та мікрореологію*.

Макрореологія розглядає зовнішні прояви процесів, що виникають у реальних тілах, тобто ті явища (деформації, напруги), які можна спостерігати за допомогою вимірювальних приладів. Закономірності, що зв'язують поведінку тіла від зовнішнього впливу з його властивостями, визначають у макрореології на основі *феноменологічного* підходу. Цим шляхом можна, не враховуючи особливостей фізичних процесів, котрі виникають під час деформування, на основі макроексперименту (наприклад, лабораторних досліджень зразків чи польових випробувань ґрунтів статичними навантаженнями) скласти математичне відображення зовнішнього прояву цих процесів. Оскільки феноменологічні теорії базуються на дослідях, одержані за їх допомогою розв'язання при певних обмеженнях цілком ефективно вирішують інженерні задачі, зокрема прогноз деформацій основ будівель і споруд у часі, розвиток зсувних процесів тощо. Макрореологія розглядає тіла як однорідне суцільне середовище, що має ті чи інші ідеалізовані властивості. Такими головними властивостями є пружність, пластичність, в'язкість та їх сполучення.

Мікрореологія розглядає процеси в реальних тілах, виходячи з особливостей їх будови, взаємозв'язків їх елементарних часток і т. ін.

Реологічні властивості ґрунтів проявляються у вигляді повзучості, релаксації та зниження міцності при тривалій дії навантажень.

Під *повзучістю* розуміють процес розвитку в часі деформацій ґрунту при постійних напругах. Вона характерна як для ущільнення ґрунтів під дією нормальних напруг, так і для їх зрушення при прикладанні дотичних напруг. Найбільш характерна повзучість для глинистих ґрунтів, але проявляються і в мерзлих, скельних, піщаних, органогенних ґрунтах. Її пояснюють руйнуванням ґрунтових, у т. ч. жорстких, зв'язків (а надалі й часток) при збільшенні в них

напруг, через що утворюються мікротріщини між частками, але одночасно в цих же та сусідніх місцях через зближення окремих часток (при стисненні й зрушенні) виникають нові водно-колоїдні та молекулярно-контактні зв'язки. Тому ґрунт миттєво не руйнується, а лише помітно деформується.

Виділяють три *стадії деформацій повзучості* ґрунту: *згасаючу, сталу, прогресуючу*, – як це показано на рис. 4.38. Фізичну природу повзучості ґрунту звичайно пояснюють наступним чином. У межах першої із цих стадій швидкість розвитку деформацій у часі поступово зменшується. Це пояснюють тим, що кількість мікротріщин, які виникають у ґрунті на цій стадії, менша, ніж кількість новоутворених зв'язків, а отже, збільшується опір руйнуванню зразка. На стадії сталої повзучості мають місце так звані деформації пластичної течії, швидкість котрих практично постійна.

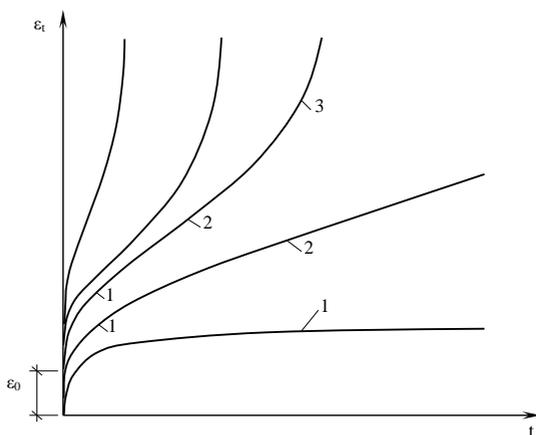


Рис. 4.38. Стадії деформацій повзучості ґрунту в часі:
1 – згасаюча; 2 – стала; 3 – прогресуюча

При цьому спостерігається рівновага між втратою ґрунтом міцності через руйнування зв'язків і добутком міцності, внаслідок виникнення нових водно-колоїдних і молекулярно-контактних зв'язків. Стала повзучість виникає лише при напругах, що перевищують певну межу. Ця повзучість завжди переходить

у стадію прогресуючої течії, при якій швидкість розвитку деформацій із часом зростає, що (при незмінному напруженому стані) веде до руйнування зразка. При цьому кількість дефектів у структурі ґрунту збільшується, а нових зв'язків – зменшується.

Разом із цим на характер повзучості суттєво впливають процеси, пов'язані зі зміною орієнтування плоских глинистих часток. Спочатку після прикладання навантаження, коли орієнтування часток хаотичне, опір деформуванню найбільший і її швидкість зменшується. Зміна орієнтування часток закінчується в основному до початку періоду сталої повзучості. Звичайно ж, усі ці уявлення мають лише ілюстративний характер і не претендують на повне пояснення фізичного явища повзучості у ґрунтах.

Дослідження властивостей повзучості ґрунту звичайно виконують прикладанням до його однакових зразків (так званих, «зразків-близнюків») різних за величиною навантажень (наприклад, дослідження в стабілометрії при незмінній мінімальній головній нарузі σ_3 проводять при різних значеннях максимальної напруги σ_1) із фіксацією в часі їх деформацій. Деформацію зразка, що фіксують у процесі його завантаження, називають *миттєвою*. Надалі деформація ε_t зразка зростає в часі t у процесі повзучості, що проходить при незмінній нарузі σ . Миттєву деформацію ґрунту виміряти в реальних умовах дослідів неможливо. Тому виміряють певну *умовно-миттєву деформацію* ε_0 , яка відповідає короткому строкові t_0 , що, як правило, дещо перевищує час завантаження. Ясно, що умовно-миттєва деформація містить у собі, крім пружної, й частину швидкоплинної деформації повзучості (її іноді називають короткочасною).

Якщо ε_t^p – наступна деформація повзучості, то в будь-який момент часу повна деформація зразка може бути виражена сумою

$$\varepsilon_t = \varepsilon_0 + \varepsilon_t^p . \quad (4.84)$$

Величину ε_1^p приймають за *деформацію повзучості* (без використання для неї терміна «наступна»). Графіки розвитку деформацій у часі від постійних навантажень називають *кривими повзучості*. Їх вигляд залежить від виду та стану ґрунту, виду напруженого стану зразка, величини напруги тощо.

Існує чимало, так званих, феноменологічних теорій повзучості ґрунтів. Використання кожної з них виправдано у певному діапазоні навантажень, часу і температур, якщо теорія підтверджується дослідами, які виконують при змінних у часі навантаженнях.

Із дослідів при різних навантаженнях можна побачити, що чим більше навантаження прикладене до зразка, тим швидше виникає стадія прогресуючої течії та руйнування зразка. Проводячи досліди все з меншими навантаженнями, можна досягти такого напруженого стану ґрунту, коли не виникають стадії сталої і прогресуючої повзучості, а розвивається лише згасаюча повзучість. У цьому випадку руйнування зразка не відбувається, скільки б довго не діяло навантаження, що викликає цей напружений стан. Мінімальні напруги, при яких відбувається руйнування зразка через нескінченно тривалий проміжок часу, називають *межею тривалої міцності* R_∞ . Напруги, при яких зразок ґрунту руйнується через деякий період часу після прикладання навантаження через розвиток деформацій сталої повзучості та прогресуючої течії, відповідають *тривалій міцності* ґрунту R_t . Нарешті, можна прикласти таке навантаження, за якого зразок ґрунту руйнується миттєво. Таке навантаження відповідає *миттєвій міцності* ґрунту R_m при даному напруженому стані. Таким чином, виконавши серію дослідів для зразків-близнюків, можна одержати *криву його тривалої міцності*, приклад котрої наведено на рис. 4.39.

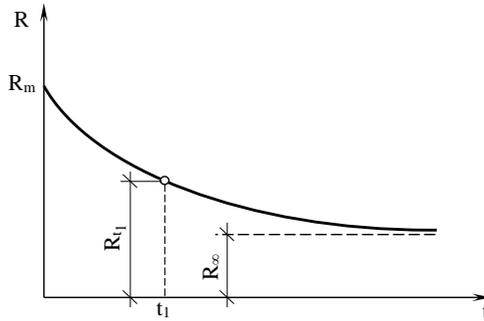


Рис. 4.39. Крива тривалої міцності ґрунту

При проектуванні споруд, які передають постійні навантаження, слід враховувати тривалу міцність ґрунту. При періодичному коливанні величини навантаження теж слід виходити з того ж параметра, та з урахуванням часу дії навантаження. Це гарантує безпеку експлуатації споруди.

Релаксацією напруг називають явище зменшення напруг (їх розслаблення) при постійній загальній деформації. Якщо зразок ґрунту, який має властивість повзучості, помістити в динамометричний прилад (див. рис. 4.40) і прикласти до нього навантаження менше за миттєву міцність ґрунту, то вимірювання зусиль динамометром під час дослідження показують, що напруги в ґрунті будуть зменшуватися, а розміри зразка практично не зміняться. Криву релаксацій можна описувати рівнянням

$$\sigma_t = \sigma_\infty + (\sigma_0 + \sigma_\infty)t^{-n}, \quad (4.85)$$

де σ_t – напруга в даний момент часу t ; σ_∞ – гранична тривала напруга після релаксації; σ_0 – напруга, яка виникає на початку дослідження при $t=0$; t – час від початку прикладання навантаження; n – параметр, який характеризує швидкість релаксації напруг (звичайно $n < 1$).

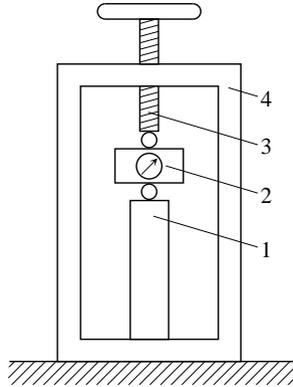


Рис. 4.40. Схема динамометричного приладу для дослідження ґрунту на релаксацію: 1 – зразок ґрунту; 2 – динамометр; 3 – гвинт домкрата; 4 – рама приладу

Час дослідів обмежений, а тому за звичай виконують кілька тривалих експериментів при різних значеннях σ_0 і розрахунком знаходять σ_∞ та n .

4.12. ДИНАМІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

Добре відомо, що між механічними властивостями незв'язних і зв'язних ґрунтів при статичних та динамічних навантаженнях є велика різниця. Зокрема, виявлено, що піщані ґрунти слабо ущільнюються під впливом статичних навантажень і разом з тим при динамічних навантаженнях (вібраційних, ударних тощо) вони значно ущільнюються, особливо якщо знаходяться в пухкому й незавантаженому стані. Навпаки, глинисті ґрунти в умовах динамічного впливу ущільнюються слабо, а при повному водонасиченні майже зовсім не ущільнюються, в той же час як від тривалого статичного навантаження вони можуть значно ущільнюватися.

Узагалі, м'які ґрунти відрізняються здатністю до накопичення остаточних деформацій при циклічних навантаженнях невисокої частоти. За досить великої кількості циклів навантаження – розвантаження деформації стають чисто пружними, що добре відомо з компресійних і штампових випробувань. Специфічною властивістю водонасичених піщаних ґрунтів є здатність їх структури руйнуватися від динамічного впливу й переходити на певний час у розріджений стан із наступним ущільненням та утворенням нової структури.

При проектуванні основ і фундаментів під машини й обладнання з динамічними навантаженнями, вирішенні задач у галузі інженерної сейсмології та сейсмостійкого будівництва, прикладної геофізики, господарського використання вибухів, оцінюванні впливу динамічних процесів на прилеглі будівлі, крім характеристик стисливості й міцності ґрунтів, необхідно мати достовірні значення характеристик, які б відбивали *пружні* та *демпфіруючі* властивості основи, що використовують у розрахунках основ і фундаментів на коливання. Значний внесок у дослідження динамічних властивостей ґрунтів зробили О.О. Вовк, Ю.О. Кірічек, В.Г. Кравець, В.В. Кулябко, Г.М. Ляхов, М.П. Павлюк, О.А. Савицький, В.О. Сахаров, В.М. Сеймов, В.Л. Седін, В.Г. Таранов, О.М. Трофимчук, Г.І. Черний, В.Б. Швець, Н.С. Швець та ін.

Значення пружних і демпфіруючих характеристик основ визначають, як правило, за результатами дослідження вільних чи вимушених коливань фундаментів діючих машин або спеціальних дослідних фундаментів-штампів. При *польових* дослідженнях вимушені коливання дослідних фундаментів або штампів збуджують спеціальними віброзбудниками переважно інерційної періодичної дії, в яких збурююча сила змінюється пропорційно квадрату частоти коливань; вільні коливання збуджують за допомогою ударів. Коливання записують вібровимірюючою апаратурою.

Як приклад розглянемо методику з використанням штампа (див. рис. 4.41) для визначення узагальнених пружних характеристик ґрунту C_z , C_ϕ , C_x – коефіцієнтів відповідно пружного рівномірного та нерівномірного стиснення, а також пружного рівномірного зрушення, що пов’язують напруги в основі фундаменту з пружними переміщеннями, котрі вони викликають. Метод базується на дослідженні вільних і вимушених горизонтально-обертальних коливань двох збірних інвентарних штампів: високого й низького, що мають однакові розміри площі підошви ($0,71 \times 0,71$ м) та однакову масу (1,0 т). Кожен із штампів складається з опорної залізобетонної плити 1, шести проміжних плит 2 і верхньої сталеві плити 3. У високому штампі (рис. 4.41, а) проміжні плити – залізобетонні, а в низькому (рис. 4.41, б) – металеві. Плити стягнуті між собою сталевими болтами 4, що загвинчені у нижню плиту. За вимірами вільних чи вимушених резонансних коливань встановленого на ґрунті високого штампа визначають нижні частоти його власних вертикальних λ_z і горизонтально-обертальних $\lambda_{x\phi,в}$ коливань. Знаючи λ_z , за формулою

$$\lambda_z = \sqrt{K_z / m} = \sqrt{C_z A / m}, \quad (4.86)$$

можна знайти коефіцієнт пружного рівномірного стиснення C_z , де A – площа опорної плити штампа; m – маса установки (штамп, віброзбудник); λ_z – кругова частота власних вертикальних коливань високого штампа.

Для визначення коефіцієнтів пружного нерівномірного стиснення C_ϕ і пружного рівномірного зсування C_x додатково знаходять нижню частоту горизонтально-обертальних коливань $\lambda_{x\phi,н}$ низького штампа, якого встановлено на тій же опорній плиті. Знайдені дослідним шляхом значення $\lambda_{x\phi,в}$ та $\lambda_{x\phi,н}$ підставляють у формулу для визначення частот вільних горизонтально-обертальних коливань. Отримують два рівняння, розв’язуючи котрі, знаходять кругові частоти власних горизонтальних λ_x і

обертальних λ_φ коливань. Далі визначають коефіцієнти C_x та C_φ

$$\lambda_x = \sqrt{C_x F / m} \quad \text{та} \quad \lambda_\varphi = \sqrt{\frac{C_\varphi I - mgh}{\Theta_0}}, \quad (4.87)$$

де I – момент інерції площі підшви штамп; h – відстань від підшви штамп до центра мас установки; $\Theta_0 = \Theta + mh^2$ – момент інерції штамп відносно горизонтальної осі, що проходить через центр ваги площі підшви штамп.

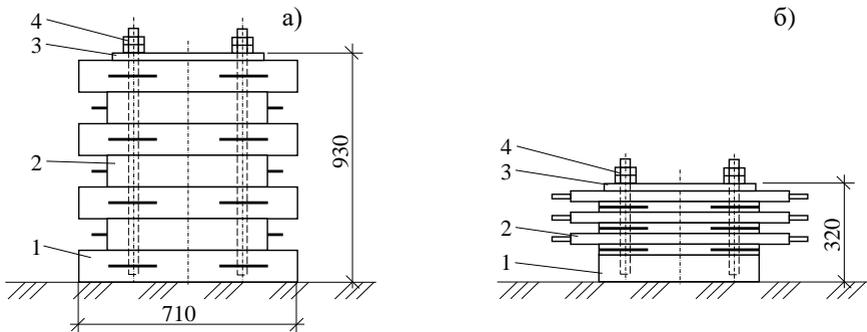


Рис. 4.41. Інвентарний штамп для визначення узагальнених пружних характеристик ґрунту: а – високий; б – низький

Перевага цього методу полягає в тому, що він дає змогу виконати незалежне визначення трьох узагальнених пружних характеристик ґрунту за даними одного дослідження, що суттєво зменшує обсяг робіт. За отриманими амплітудно-частотними характеристиками системи та значеннями різниці фаз δ між збудовуючою силою і переміщеннями штамп можуть бути визначені розрахункові дисипативні характеристики основи: логарифмічні декременти коливань, коефіцієнти й модулі згасання, коефіцієнти відносного демпфірування. Зокрема, для випадку вертикальних коливань модуль згасання Φ_z може бути знайдений з виразу

$$\ln z_n / z_{n+1} \approx \pi \Phi_z \lambda_z / 2, \quad (4.88)$$

де z_n / z_{n+1} – відношення двох послідовних амплітуд коливань штампа, яке визначають за резонансною кривою, а коефіцієнт відносного демпфірування ξ_z при вільних коливаннях штампа – за формулою

$$\ln z_n / z_{n+1} = \xi_z T, \quad (4.89)$$

де T – період вільних коливань, а $\ln z_n / z_{n+1} = D$ – логарифмічний декремент коливань.

За заміряним значенням різниці фаз розрахункове значення модуля затухання Φ_z можна знайти із залежностей

$$\Phi_z = B_z / \lambda_z^2; \quad \text{tg} \delta = B_z \omega / \lambda_z^2 - \omega^2. \quad (4.90)$$

Лабораторні вібраційні методи дозволяють оцінити пружні та демпфіруючі властивості ґрунту за результатами вивчення власних або вимушених поздовжніх і крутильних коливань зразків ґрунту, які мають природну чи порушену структуру. Основними динамічними параметрами пружних дисипативних властивостей ґрунтів у цьому випадку є *модуль пружності, модуль зрушення, декремент коливань, коефіцієнт затухання* та іноді коефіцієнт Пуассона. За цими характеристиками розраховують коефіцієнти жорсткості й демпфірування ґрунту основи, що входять у розрахунки фундаментів на коливання.

Як приклад таких досліджень розглянемо методику, що дозволяє за частотою власних поздовжніх і крутильних коливань навантаженого циліндричного зразка визначати модулі пружності, зсування та коефіцієнт Пуассона. На рис. 4.42 показана схема установки для визначення власної частоти поздовжніх і крутильних коливань зразка ґрунту. При визначенні частоти власних вертикальних (поздовжніх) коливань (рис. 4.42, а) на циліндричний зразок ґрунту 1 насаджують вантаж 2, до якого жорстко

кріплять магніт 3. До магніту згори прикріплюють насадку з латуні, по котрій наносять легкий удар, що збуджує вільні коливання зразка разом із вантажем і магнітом. При коливаннях у полі індукційної котушки 4, жорстко закріпленої на одному з бічних стояків установки, збуджується струм, який записується осцилографом.

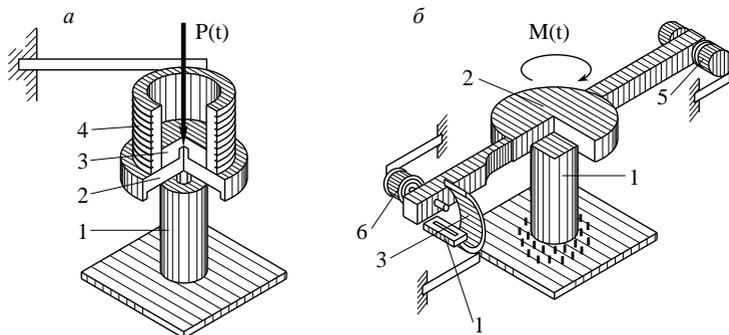


Рис. 4.42. *Схема лабораторної установки для визначення власної частоти коливань зразка ґрунту: а – поздовжніх; б – крутильних*

Для збудження власних крутильних коливань (див. рис. 4.42, б) зразка 1 до бічних стояків установки жорстко кріплять два електромагніти 5, а для реєстрації коливань – індукційну котушку 4. На зразок розміщують плиту (вантаж) 2 з двома консолями, до однієї з котрих кріпиться магніт 3, а до другої врівноважуючий вантаж. Для забезпечення жорсткого зв'язку між зразком і привантажуючою плитою остання оснащена голками. На консолях є якорі 6, які при ввімкненні струму притягаються до електромагнітів, створюючи крутильний імпульс. При рухові магніту в полі котушки індукується струм, що реєструється осцилографом. Ця установка дає можливість шляхом послідовних випробувань одного зразка визначити частоту його власних вертикальних f_{θ} і крутильних f_{κ} коливань. Формули для визначення модуля пружності E й модуля зрушення G за вказаними частотами мають вигляд

$$E, G = \frac{4\pi^2 f_{e,k}^2 \cdot h^2 \gamma}{\beta^2 g}, \quad (4.91)$$

де $f_{e,k}$ – частота власних вертикальних і крутильних коливань зразка, Гц; h – висота зразка; γ – об’ємна маса ґрунту; g – прискорення вільного падіння; β – коефіцієнт, що визначається залежністю $\beta \cdot \operatorname{tg} \beta = \eta$.

У випадку поздовжніх коливань $\eta = m/m_1$, де m – маса дослідного зразка, а m_1 – маса вантажу на його вільному кінці. При крутильних коливаннях $\eta = I/I_1$, де I – момент інерції зразка, а I_1 – момент інерції вантажу разом із консолями відносно осі обертання.

При обробці осцилограм поздовжніх та крутильних коливань зразків ґрунту слід урахувувати, що значення f_e і f_k можуть дещо відрізнятись на початку й по закінченні дослідів. Тому їх значення за записами коливань визначають на середній ділянці осцилограми, де вони є більш стабільними. Отримані з дослідів осцилограми дозволяють також визначати дисипативні властивості ґрунтів – коефіцієнт затухання та декремент коливань.

Н.С. Швець відзначала, що динамічні властивості ґрунтів, визначені в польових умовах, більш достовірно відображають коливання системи «машина – фундамент – основа». Тому лабораторні методи рекомендують, як правило, для визначення пружних і демпфіруючих характеристик основ при оціночних розрахунках параметрів коливань системи, а також невідповідальних споруд.

5. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

5.1. СКЛАД І ОБ'ЄМ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Одержання вихідних даних для розроблення проектів будівель і споруд та їх будівництва вимагає комплексного вивчення природних умов на місці будівництва. З цією метою й проводять *інженерні вишукування*, до складу яких входять інженерно-геодезичні, інженерно-гідрометеорологічні та інженерно-геологічні дослідження.

Інженерно-геодезичні дослідження повинні забезпечити одержання топографічної основи (карти в горизонталях) із побудованими геодезичними мережами для ділянки, на котрій проводяться інженерно-геологічні дослідження (див. рис. 5.1).

Інженерно-гідрометеорологічні дослідження мають дати відомості про річкову або морську гідрологію, а також кліматологію. Вимоги до всіх видів вишукувань регламентуються державними будівельними нормами.

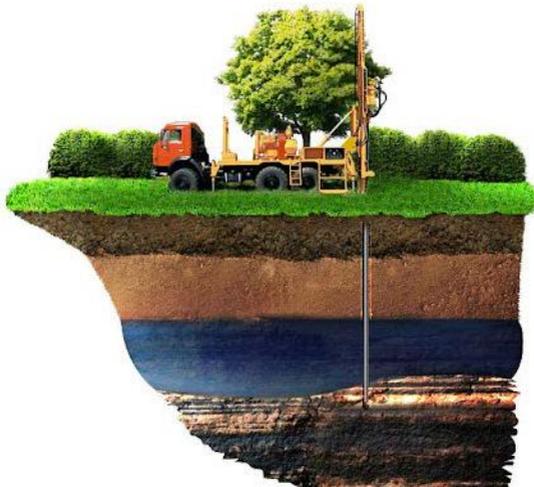


Рис. 5.1. Схема інженерно-геологічних досліджень

Інженерно-геологічні дослідження повинні забезпечити комплексне вивчення інженерно-геологічних умов району (ділянки, майданчика, траси) будівництва, включаючи рельєф, геоморфологічні, сейсмічні, гідрогеологічні умови, геологічну будову, склад, стан і властивості ґрунтів, геологічні процеси і явища, зміни умов освоєних (забудованих) територій. Усі ці дослідження виконуються з метою отримання необхідних та достатніх матеріалів для складання прогнозу зміни інженерно-геологічних умов при будівництві й експлуатації підприємств, будівель і споруд, а також для обґрунтування проектування об'єктів з урахуванням раціонального використання та охорони геологічного середовища.

Інженерно-геологічні дослідження включають комплекси робіт: інженерно-геологічну рекогносцировку, інженерно-геологічну зйомку та інженерно-геологічну розвідку.

Рекогносцировка може виконуватись як самостійний комплекс робіт або сумісно зі зйомкою чи розвідкою.

До складу інженерно-геологічних досліджень уходять:

– збирання, обробка, аналіз та використання матеріалів досліджень попередніх років і даних про інженерно-геологічні умови;

– дешифрування космо- й аерофотоматеріалів і аеровізуальні спостереження;

– маршрутні спостереження;

– проходження гірських виробок;

– геофізичні дослідження;

– польові дослідження ґрунтів;

– гідрогеологічні дослідження;

– стаціонарні спостереження;

– лабораторні дослідження ґрунтів;

– обстеження ґрунтів основ існуючих будівель і споруд;

– камеральна обробка матеріалів.

Необхідність виконання окремих видів робіт, умови їх заміності встановлюються в програмі досліджень залежно від стадійності проектування, складності інженерно-геологічних умов, характеру та класу відповідальності будівель і споруд, що проектуються.

Програму інженерно-геологічних досліджень складають у вишукувальній організації на основі технічного завдання замовника. Вона повинна включати найменування і місцезнаходження об'єкта, характеристику будівель та споруд, що проектуються, мету і завдання досліджень та інші дані, необхідні для їх проведення.

За результатами виконаних інженерно-геологічних досліджень складають технічний звіт, який містить дані, передбачені технічним завданням замовника й програмою досліджень.

5.2. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНА РЕКОГНОСЦІРОВКА

Інженерно-геологічна рекогносцировка може бути самостійним або допоміжним видом робіт залежно від складності комплексу природних умов, вивченості району, наявності варіантів проектних рішень, складності та відповідальності об'єкта будівництва (див. рис. 5.2).

Інженерно-геологічна рекогносцировка проводиться з метою:

- оцінювання якості, уточнення і доповнення зібраних матеріалів по району (ділянці) будівництва;
- порівняльної оцінки інженерно-геологічних умов на визначених варіантах майданчика будівництва і трас комунікацій;
- попередньої оцінки фізико-геологічних процесів та явищ, а також можливих змін геологічного середовища під впливом будівництва й експлуатації об'єктів, що проектуються;

– оцінювання складності геологічних умов, прохідності місцевості та інших факторів, що впливають на проведення подальших досліджень, а також збирання даних, необхідних для складання програми робіт.



Рис. 5.2. Інженерно-геологічна рекогносцировка ділянки забудови

В окремих випадках інженерно-геологічна рекогносцировка може замінити інженерно-геологічну зйомку. При рекогносцировці проводяться маршрутні спостереження, а при необхідності – проходка окремих гірських виробок, зондування, геофізичні роботи, опробування ґрунтів і підземних вод.

Інженерно-геологічне опробування в процесі рекогносцировки виконують для встановлення літологічних видів ґрунтів та попереднього оцінювання можливості використання їх у якості основ будівель і споруд. Для цього необхідно провести вибіркове визначення класифікаційних показників властивостей ґрунтів, типізацію їх за літологічними видами й оцінювання міцнісних та деформаційних властивостей із використанням таблиць, кореляційних залежностей або за аналогією.

При проведенні рекогносцировки в районах розвитку несприятливих фізико-геологічних процесів і явищ необхідно: установити орієнтовні контури площі розповсюдження цих процесів та явищ; виявити (по можливості) умови і причини їх виникнення й розвитку, а також наявність деформованих будівель та захисних споруд; намітити ділянки проведення стаціонарних спостережень і досліджень.

За результатами рекогносцировки складають звіт, основним документом якого є схематична інженерно-геологічна карта з лініями маршрутів, точок спостережень і контурами об'єктів дослідження.

5.3. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНА ЗЙОМКА

Інженерно-геологічна зйомка – це основний комплекс інженерно-геологічних робіт, який спрямований на загальне оцінювання інженерно-геологічних умов території майбутнього будівництва, будівельного майданчика чи траси лінійної споруди. Проводиться вона з метою комплексного вивчення та оцінювання інженерно-геологічних умов району (ділянки) будівництва. На цьому етапі робіт здійснюється повне вивчення інженерно-геологічних умов для обґрунтування основної стадії проектування, при якій остаточно розробляється генеральний план розміщення будівель і споруд, що проектуються, приймаються їх об'ємно-планувальні й конструктивні рішення, визначається вартість будівництва, розробляються заходи для охорони природи та ін.

При проведенні інженерно-геологічної зйомки вивчають рельєф, історію його формування, фактори, що визначають розвиток фізико-геологічних процесів, склад і генезис ґрунтів, їх властивості, основні закономірності просторової мінливості цих властивостей (див. рис. 5.3). Для проведення цих робіт можуть бути використані всі методи отримання інформації, що входять до складу інженерно-геологічних досліджень.



Рис. 5.3. Інженерно-геологічна зйомка ділянки забудови

При проведенні інженерно-геологічної зйомки в районах розповсюдження особливих за складом і станом ґрунтів необхідно виявити їх особливості, а також властивості, які ускладнюють будівництво.

При проведенні інженерно-геологічної зйомки в районах розвитку несприятливих фізико-геологічних процесів і явищ необхідно встановити площі їх прояву та зони інтенсивного розвитку, приуроченість до геоморфологічних елементів, форм рельєфу й літологічних видів ґрунтів, умови і причини виникнення, форми прояву та розвитку.

5.4. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНА РОЗВІДКА

Інженерно-геологічна розвідка – це комплекс інженерно-геологічних робіт на завершальних етапах інженерно-геологічних досліджень, які проводяться в межах сфери передбачуваної взаємодії споруди з геологічним середовищем, тобто тоді, коли точно встановлено місце розташування споруди і визначені його основні конструктивні особливості, а також режим експлуатації. Її головна мета – отримання вихідних даних для прогнозу змін геологічного середовища в процесі будівництва й експлуатації споруд і для

розрахунків основ і фундаментів споруд, що проектуються (див. рис. 5.4).

Загальні задачі інженерно-геологічної розвідки:

- виділення інженерно-геологічних елементів;
- вивчення інженерно-геологічного розрізу основи споруди;
- визначення розрахункових показників фізико-механічних властивостей ґрунтів основи;
- визначення водного і температурного режимів основи;
- складання інженерно-геологічної моделі основи для прогнозування впливу інженерної діяльності людини на навколишнє середовище;
- вибір найбільш раціональних методів боротьби з несприятливими інженерно-геологічними й фізико-геологічними процесами.



Рис. 5.4. Інженерно-геологічна розвідка ділянки забудови

Конкретні задачі інженерно-геологічної розвідки визначаються залежно від призначення споруди, що проектується, її конструктивних особливостей, режиму експлуатації, складності інженерно-геологічних умов ділянки будівництва та ступеня їх вивченості.

Інженерно-геологічна розвідка проводиться за три етапи: підготовчий, польовий і камеральний. У підготовчий період, зокрема, виконується:

- збирання і аналіз матеріалів інженерно-геологічних досліджень, раніше проведених на ділянці будівництва, для виявлення просторового

положення та взаємовідношення всіх елементів геологічної будови ділянки, оцінки характеру й ступеня можливого впливу споруди, що проектується, на елементи геологічного середовища;

– установлення меж сфери взаємодії проектованої споруди з геологічним середовищем, створення інженерно-геологічної моделі цієї сфери і формулювання задач інженерно-геологічної розвідки;

– визначення параметрів системи інженерно-геологічної розвідки, вибір методів її проведення;

– складення програми робіт та виконання організаційно-технічних заходів для виконання польових робіт.

У *польовий період* загальна технологічна схема інженерно-геологічної розвідки включає проведення гірничо-бурових, польових дослідних, лабораторних й інших видів робіт, порядок і послідовність виконання яких встановлюється програмою, виходячи з конкретних інженерно-геологічних умов. У *камеральний період* виконується обробка отриманих результатів і складення звіту за результатами інженерно-геологічних досліджень.

5.5. ГІРСЬКІ ТА БУРОВІ ВИРОБКИ

При виконанні інженерно-геологічних досліджень постає питання про необхідність відбору проб ґрунтів для проведення лабораторних випробувань. Іноді можливо відібрати зразки ґрунту, використовуючи природні оголення, та переважно для проведення таких робіт влаштовують *розвідувальні виробки*. Розвідувальні виробки проходять також з метою вивчення геологічної будови і гідрогеологічних умов ділянки. Деякі виробки використовують під час проведення польових дослідних робіт, наприклад під час випробування ґрунтів статичними навантаженнями.

Розвідувальні виробки поділяють на *гірські виробки та свердловини*. До *гірських виробок* відносять закопушки, розчистки, канави, шахти, штольні,

шурфи. Перевага цих виробок полягає в тому, що є можливість безпосередньо спостерігати характер нашарування порід, відбирати з них якісні зразки непорушеної структури і природної вологості.

Закопушка – невелика лійкоподібна виробка діаметром близько 0,3 м і глибиною 0,5-0,8 м. Улаштовується для оголення ґрунтів, що залягають під ґрунтово-рослинним шаром або шаром поверхневих відкладів. Найбільше використання закопушки знаходять під час інженерно-геологічної зйомки.

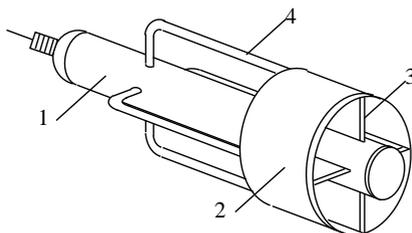
Якщо для оголення порід, розміщених на схилі, достатньо видалити (скинути вниз) невеликий шар ґрунту, делювію або осипу, то використовують *розчистки* – виробки глибиною до 1,5 м.

Для розкриття крутопадаючих шарів ґрунту використовують *канави* – виробки трапецієподібного перерізу глибиною до 3 м і довжиною до 100-150 м. Їх доцільно розробляти перпендикулярно лінії простирання пласту.

При проведенні інженерно-геологічних вишукувань для будівництва особливо відповідальних споруд або в складних інженерно-геологічних умовах можуть виконувати проходку *шахти* – вертикальної виробки перерізу 2×2 або 2×3 м та глибиною до 100 м. Горизонтальні виробки трапецієподібного перерізу, що влаштовуються переважно на схилах і мають вихід на денну поверхню, називаються *штольнями*. Висота штольні близько 2 м, ширина по основі – 1,3-1,7 м, по верху 1 м. Проходку штолень та штреків необхідно виконувати з обов'язковим кріпленням.

Шурфи – це вертикальні виробки прямокутного, квадратного чи круглого перерізу. Шурфи круглого перерізу називаються *дудками*. Переважно глибина шурфів не перевищує 5 м, але іноді досягає й 30 м. Звичайно шурфи виконують у піщаних і глинистих ґрунтах. Розміри шурфів у плані призначаються від 1,0×(1,2...1,5) м до 1,5×(1,5...2,5) м. Дудки мають діаметр від 0,65 м до 0,9 м із збільшенням у деяких випадках до 1,3 м. Ці розміри залежать від глибини і способу проходки. У шурфах розрізняють: устя (верхня частина), стінки та забій (дно). Значну частину шурфів проходять ручним способом. Механізувати

проходку шурфів можна із застосуванням ковшових екскаваторів (до глибини 3 м), машин КШК (канаво-шурфо-копачів), установок ударно-канатного буріння зі спеціальними стаканами (див. рис. 5.5).



*Рис. 5.5. Ударний стакан для проходження «дудок»:
1 – центральна труба; 2 – корпус; 3 – ножі; 4 – напрямна*

У шурфах із прямокутним перерізом глибиною понад 3 м улаштовують кріплення стінок. Дудки проходять без кріплення, але їх застосовують у стійких ґрунтах (твердих глинах, лесах, лесоподібних суглинках та ін.). У процесі відривання шурфу ведуть польовий журнал, куди заносять відомості про місце розташування шурфу, його параметри (розміри в плані, абсолютна позначка устя, глибина), пройдені шари ґрунту і підземні води, глибину відбору зразків ґрунту й проб води (див. рис. 5.6). Також додають зарисовку стінок шурфу.



Рис. 5.6. Шурфи прямокутного перерізу влаштовані при обстеженні фундаментів

Свердловини – це вертикальні виробки які проходять бурінням. У них, як і в шурфах, виділяють устя, стінки та забій. Буріння може проводитись як ручним, так і механічним способом. Ручне буріння виконується у важкодоступних місцях, де різноманітні обставини перешкоджають використанню механізмів (підвали будинків, забудовані території, круті схили тощо). Для проведення буріння використовуються штанги висотою 0,8-1,0 м, діаметром близько 20 мм і стакан висотою 0,4 м, діаметром 70 мм (див. рис. 5.7). Найчастіше такий вид буріння застосовується при реконструкції або надбудові споруд, коли необхідне уточнення інженерно-геологічних умов. Недоліком цього методу є відносно невелика глибина буріння – 5-10 м. Ручне ударно-обертальне буріння (див. рис. 5.8) дає змогу значно збільшити глибину свердловини.

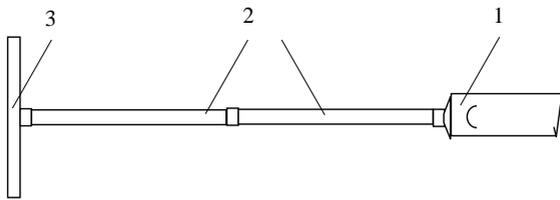


Рис. 5.7. Знаряддя для проведення ручного буріння:
1 – стакан; 2 – штанги; 3 – рукоятка

Механічне буріння може виконуватися різними способами – ударно-канатним, колонковим, вібраційним або шнековим. При *ударно-канатному бурінні* застосовують такі бурові інструменти: забивний стакан, желонку, долото, ґрунтонос, обсадну трубу (див. рис. 5.9). *Забивний стакан* (рис. 5.9, а) призначений для проходки глинистих ґрунтів і не насичених водою пісків. Забивний стакан за допомогою конічної різьби з'єднують з ударними штангами – важкими сталевими циліндрами – і скидають на забій із висоти 3-8 м. При ударі стакан вирізає стовпчик ґрунту висотою 10-25 см, який надходить у порожнину стакана.

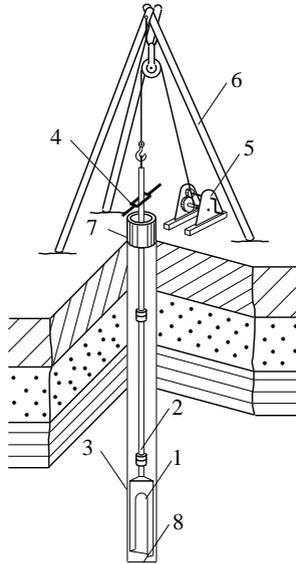


Рис. 5.8. Бурова установка для ручного ударно-обертального буріння:
 1 – буровий інструмент; 2 – штанга; 3 – обсадна труба;
 4 – хомут; 5 – лебідка; 6 – копер; 7 – устя свердловини; 8 – забій

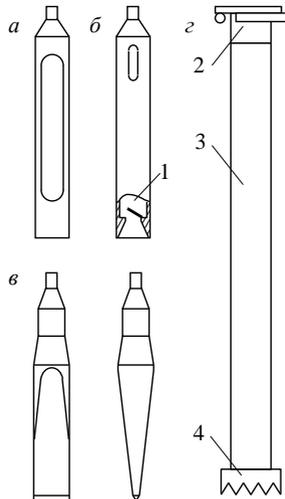


Рис. 5.9. Інструмент для ударно-канатного буріння:
 а – забивний стакан; б – желонка; в – долото; г – обсадна труба;
 1 – клапан; 2 – наголовник; 3 – ланка обсадної труби; 4 – фреза

При ключочому способі проходки після підняття стакана його звільняють від ґрунту за допомогою ломів, лопат тощо. При забивному способі стакан занурюють у ґрунт серією ударів ударним патроном установки.

При ключочому способі проходки після підняття стакана його звільняють від ґрунту за допомогою ломів, лопат тощо. При забивному способі стакан занурюють у ґрунт серією ударів ударним патроном установки.

Желонка (рис. 5.9, б) застосовується при проходженні насичених водою пісків і розріджених глинистих ґрунтів. При бурінні желонкою її піднімають над забоєм на 2-3 м та скидають. Від удару пульпа (розріджений ґрунт) надходить до порожнини желонки. В желонці пульпа утримується клапаном. При наступних ударах пульпа заповнює желонку. Підняту на поверхню желонку перекидають і звільняють від пульпи.

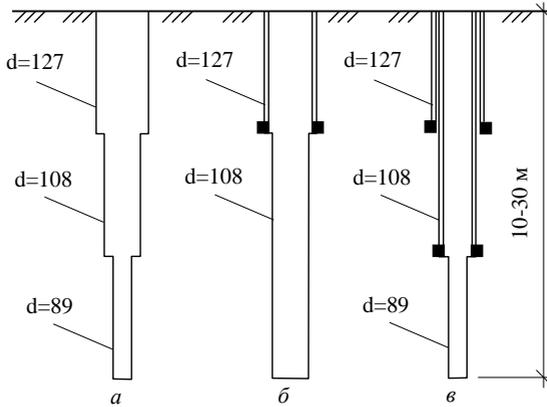
Долото (рис. 5.9, в) потрібне для проходки скельних та великоуламкових ґрунтів. У цьому випадку ґрунт у забої руйнують ударами долота, приєднаного до ударних штанг. Скупчений у забої зруйнований матеріал (шлам) збирають желонкою. Для цього у свердловину попередньо заливають 2-3 відра води.

Для кріплення стінок застосовують *обсадні труби* відповідного діаметра. Буровий інструмент повинен вільно проходити в середину їх. Обсадні труби складаються з окремих ланок довжиною 1,0; 1,2; 1,5 м і більше. Вони з'єднуються між собою за допомогою ніпелів (при діаметрах 89-219 мм) або муфт (при діаметрі 168 мм та більше). Нижня ланка обсадних труб обладнана фрезою, верхня – оголовком (рис. 5.9, г). Обсадні труби занурюють у міру заглиблення свердловини шляхом обертання з привантаженням. При проходці пливунів низ обсадної труби розміщують нижче від забою, тобто посадка обсадної труби має випереджати проходку.



Рис. 5.10. Різні типи бурових установок

Кожну бурову установку забезпечують двома або трьома комплектами бурового інструменту різного діаметра (89, 108, 127, 168, 219, 325 мм) (див. рис. 5.10). Буріння свердловини починають найбільшим діаметром, а потім, якщо необхідно, переходять на менший. В одних випадках свердловини можуть не мати кріплення стінок, а в інших – стінки кріпляться обсадними трубами (див. рис. 5.11). Діаметр свердловин вибирають з урахуванням їх призначення. Наприклад, діаметр свердловин, призначених для відбору монолітів, має бути не менше ніж 127 мм. Такі свердловини називаються *технічними*. Діаметр свердловин для випробування ґрунтів статичними навантаженнями має бути не менше 325 мм.



**Рис. 5.11. Розрізи бурових свердловин, улаштованих різними способами:
а – без закріплення; б, в – із закріпленням**

Колонкове буріння ведеться за допомогою колонкової труби, до нижнього кінця якої пригвинчується кільцева коронка із зубцями з твердого сплаву (див. рис. 5.10, а) чи алмазна коронка (рис. 5.10, б). При обертанні колонкової труби коронка руйнує породу, утворюючи забій у вигляді кільця, а в центрі його залишається стовпчик недоторканої породи – *кern*. Продукти руйнування породи – шлам – видаляють із забою (залежно від фізико-механічних властивостей породи й глибини свердловини) нагнітанням у свердловину глинистого розчину або продуванням стисненим повітрям; у глинистих, піщаних обводнених ґрунтах для отримання якісного керна буріння можна вести «в суху». Колонкове буріння може бути використане для проходження свердловин майже в усіх видах ґрунтів і на значну глибину. Цей спосіб забезпечує одержання зразків ґрунту (кernів) з природною структурою та вологістю (див. рис. 5.12).

Вібраційне буріння ґрунтується на зануренні в породу кільцевого наконечника – віброзонда. Віброзонд – це труба діаметром 40-200 мм, довжиною 0,5-3,0 м. По всій довжині зонда є одна чи кілька прорізей для очищення зонда від породи. На нижньому кінці труби закріплене кільце з

гострою ріжучою кромкою. Занурення в ґрунт такого наконечника відбувається завдяки тому, що під дією вібрації зонда значно зменшується лобовий і бічний опір ґрунту й зонд під дією власної ваги та ваги вібратора заглиблюється в ґрунт.

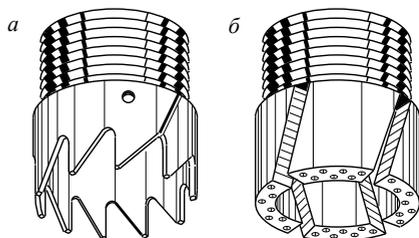


Рис. 5.12. Установка для колонкового буріння та різновиди бурових коронок

Шнекове буріння ведуть шнековою колоною суцільним (див. рис. 5.13,а) чи кільцевим забоем (рис. 5.13, б). При бурінні колону нарощують додатковими шнеками. Глибина буріння звичайно не перевищує 30-50 м, але іноді досягає 100 м. При такому способі буріння границі шарів ґрунту визначаються з погрішністю, структура ґрунту, що виходить на поверхню, порушена. В зв'язку з цими недоліками шнековий спосіб доцільно застосовувати для перевірки раніше встановленого геологічного розрізу, при бурінні свердловин на воду, для встановлення штампів тощо.

Свердловини найчастіше проходять ударно-канатним бурінням буровими установками різної конструкції. В практиці розвідувальних робіт широко застосовують установку УГБ-50М, змонтовану на базі автомобіля ГАЗ-66, ЗИЛ-130 (див. рис. 5.14). Цю установку використовують також для шнекового і колонкового бурінь. При проходці свердловин ведеться буровий журнал, аналогічний польовому журналу для шурфів.

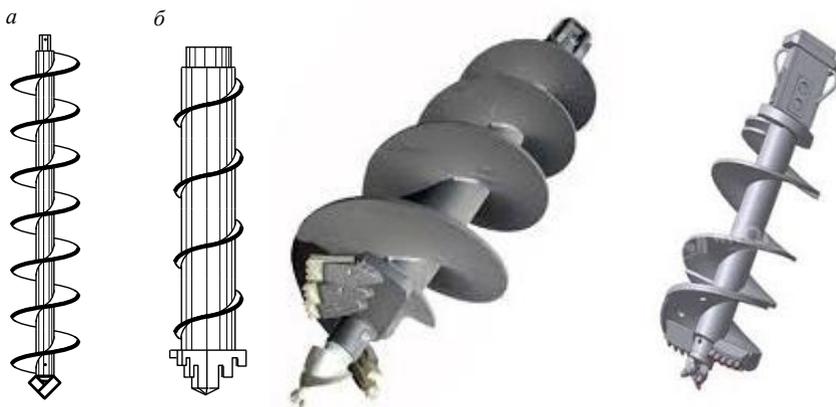
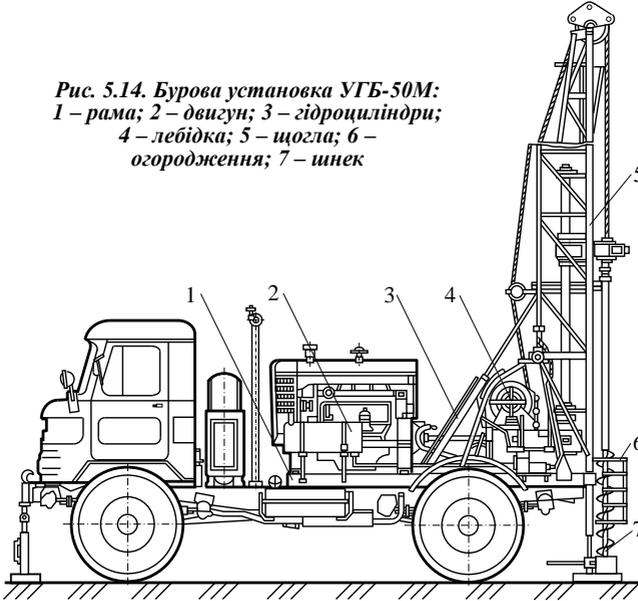


Рис. 5.13. Види шнекових бурів

Із розвідувальних виробок в міру їх проходки відбирають зразки ґрунтів двох видів – порушеної структури й непорушеної при природній вологості (*моноліти*). Зразки порушеної структури для визначення вологості повинні бути законсервовані, наприклад у мішечках з еластичної плівки, для збереження природної вологості. Основним при відборі зразків є крапковий метод, при якому вони відбираються у виробках із визначеним інтервалом по глибині. Об'єм відібраних зразків повинен бути не менше ніж 2000 см³ у скельних і великоуламкових ґрунтах, 1000 см³ – у піщаних та 500 см³ – у глинистих ґрунтах. Мінімальний об'єм зразків, що відібрані для визначення вологості, – 30 см³. У мішечки вкладають дві етикетки, в яких зазначені місця, номери розвідувальної виробки і глибина відбору. Одну етикетку, загорнуту в

кальку, вкладають у середину, другу – наклеюють на мішечок. Зразки відбирають із кожного різновиду ґрунту, але не рідше ніж через 0,5 м. Зразки порушеної структури служать для визначення, головним чином, класифікаційних характеристик і вологості. За їх умістом судять про склад ґрунтів пройденої товщі.

*Рис. 5.14. Бурова установка УГБ-50М:
1 – рама; 2 – двигун; 3 – гідроциліндри;
4 – лебідка; 5 – щогла; 6 –
огородження; 7 – шинек*



Із шурфів й інших гірських виробок моноліти відбирають у формі кубів та циліндрів, а із свердловин – циліндричні. Розміри монолітів у формі кубів звичайно дорівнюють $20 \times 20 \times 20$ см (для скельних ґрунтів – $10 \times 10 \times 10$ см). Діаметр монолітів циліндричної форми – не менше ніж 8 см при висоті не більше ніж 16 см. Моноліти кубічної форми вирізають у шурфах різними способами, а моноліти циліндричної форми відбирають у різальні кільця. Моноліти більшості глинистих ґрунтів, які добре зберігають форму, а також моноліти, відібрані в кільця, ізолюють двома шарами марлі, змоченої сумішшю парафіну з гудроном. Моноліти інших ґрунтів відбирають у ящики,

що герметично закриваються. Герметизації досягають за допомогою гумових або пінопластових прокладок між ящиком і кришками. З технічних свердловин ($d \geq 127$ мм) моноліти циліндричної форми відбираються ґрунтоносами із зовнішніми діаметрами 106 та 125 мм (див. рис. 5.15). Їх занурюють у ґрунт після зачищення забою. Моноліти, як і зразки порушеної структури, теж наділяють двома етикетками з позначенням їх верху й низу.

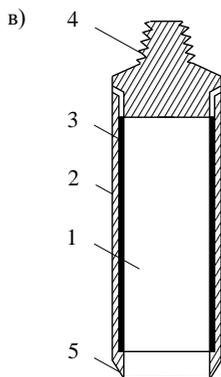


Рис. 5.15. Ґрунтоноси (а, б, в) та моноліти ґрунтів (г):
1 – моноліт ґрунту; 2 – корпус; 3 – гільза; 4 – конусна різь; 5 – ніж

Моноліти відбирають із кожної різновидності ґрунту, але не рідше ніж через 1-2 м. У лабораторії з монолітів, відібраних у виробках, вирізають маленькі моноліти, які використовують для безпосереднього визначення щільності, коефіцієнту стисливості, опору зрушення, коефіцієнта фільтрації й ін. Слід наголосити, що головне при відборі й транспортуванні монолітів – це збереження їх структури і природної вологості. Також слід додати, що при використанні польових лабораторій (як-то І.М. Литвинова, див. рис. 5.16) замість крупних монолітів із шурфів відбирають моноліти невеликих розмірів, які можна випробувати й на місці відбору.

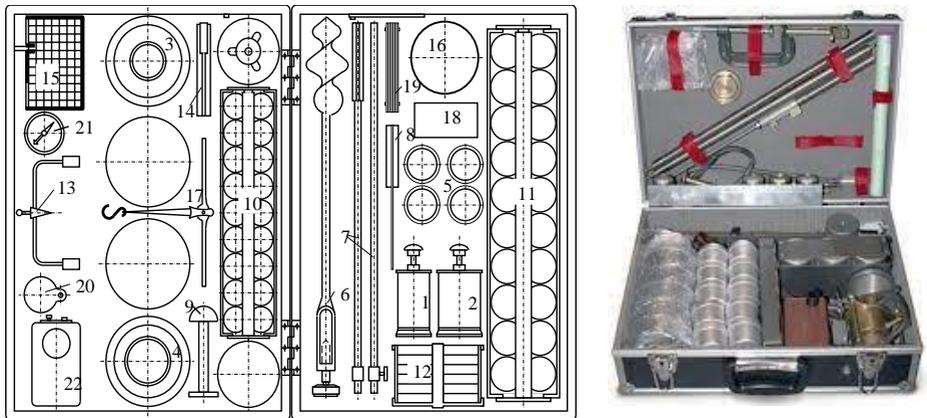


Рис. 5.16. Польова лабораторія І.М.Литвинова: 1, 2 – пристрої для відбору монолітів ґрунту; 3, 4 – опорні кільця; 5 – ґрунтовідбірні гільзи; 6 – гвинтовий анкер; 7 – важелі; 8 – ніж; 9 – виштовхувач; 10, 11 – набори бюксів; 12 – компресійні бюкси і гільзи; 13, 14 – прилади для визначення числа пластичності; 15 – пристрій для визначення кута природного укосу піску; 16 – набір сит; 17 – ваги; 18 – набір важків; 19 – метр; 20 – лупа; 21 – компас; 22 – ліхтар

5.6. ПОЛЬОВІ ДОСЛІДНІ РОБОТИ

Перважно фізико-механічні характеристики ґрунтів визначають у лабораторії, де є все необхідне обладнання для комплексних досліджень. Та іноді, зокрема, при лабораторних випробуваннях алювіальних відкладів річкових долин, щербенисто-глинистих ґрунтів, зсувних накопичень та деяких інших ґрунтів, ми отримуємо значення показників міцності, котрі значно відрізняються від дійсних. Це відбувається тому, що в лабораторних умовах доводиться випробовувати невеликі зразки порід не лише з порушеною структурою, а й з іншою вологістю і в умовах, які відрізняються від природних умов залягання. Тому у відповідальних випадках використовують *польові методи випробувань ґрунтів*.

Переваги польових методів порівняно з лабораторними такі:

- можливість вивчення порівняно більшого за об'ємом масиву порід;
- менший ступінь порушення природного складу порід;
- вивчення властивостей порід за умов природного напруженого стану;
- можливість отримання інформації, яку неможливо отримати в лабораторних умовах.

Разом з тим польові методи мають ряд недоліків, які слід враховувати:

- велика вартість і тривалість виконання польових дослідів порівняно з лабораторними;
- неможливість у ряді випадків проведення необхідної кількості дослідів, достатньої для статистичного аналізу;
- вивчення властивостей порід польовими методами проводиться, як правило, в умовах фіксованих моментів досліду, що не дозволяє достатньо врахувати різноманітні явища, пов'язані зі зміною як природних умов (наприклад коливання рівня ґрунтових вод), так і умов, що викликані впливом майбутніх будівель та споруд;

– недостатнє теоретичне обґрунтування деяких польових методів і неоднозначна інтерпретація отриманих результатів.

До польових дослідних робіт належать, наприклад, *випробування ґрунтів статичними навантаженнями*. Ці випробування проводяться під час інженерно-геологічних досліджень із метою стисливості ґрунтів і визначення такої важливої характеристики, як модуль деформації.

Випробування проводять у тих місцях ділянки, на яких передбачають розміщення будівель і споруд, що потребують розрахунку їх осідань. При цьому випробовують усі ґрунти, які залягають у межах активної зони. Випробування проводять штампами, що є моделями фундаментів. Відповідно до Державного стандарту України застосовують сталеві круглі жорсткі штампи площею 5000, 2500 і 600 см² із діаметрами відповідно 79,8, 56,5 та 27,7 см. Штампи площею 5000 і 2500 см² використовують при випробуваннях у шурфах й інших гірських виробках, а також у будівельних котлованах (див. рис. 5.17).



Рис. 5.17. Випробування ґрунтів штампами

Великі штампи застосовують для випробування великоуламкових, піщаних ґрунтів середньої щільності й пухких і глинистих ґрунтів з показником текучості $I_L > 0,25$. Малі штампи використовують у щільних піщаних і глинистих ґрунтах при $I_L \leq 0,25$. Штампи площею 600 см² призначені для випробувань у свердловинах.

Випробування у шурфах та свердловинах здійснюють за допомогою установок різної конструкції. На рис. 5.18 подано установку для статичних випробувань ґрунтів штампами в шурфах розпірної конструкції. Розміри шурфів у плані приймають 1,6×1,6... 2,0×2,0 м. Стінки їх кріплять відповідно до виду пройдених ґрунтів. Штампи встановлюють у забої в гнізді глибиною 3-4 см, а при м'якопластичних і текучо-пластичних глинистих ґрунтах – у приямку глибиною 40-60 см. Установка штампа в приямок необхідна для того, щоб не допустити випинання ґрунту з-під штампа. У цьому випадку ґрунт, який є за межами штампа, створює потрібне привантаження. Штампи встановлюють на шар дрібного піску товщиною 1-2 см. При випробуваннях улітку навколо штампа на дно шурфу укладають шар тирси з вологістю, яка відповідає вологості ґрунту. Цей шар ґрунту захищає ґрунт від висихання. Щоб не допустити промерзання ґрунту взимку, дно шурфу і штамп накривають шаром сухої тирси товщиною 30-40 см або іншим теплоізоляційним матеріалом. Поряд із цим має бути передбачено захист ґрунту в забої шурфу від можливого зволоження його поверхневими водами (дощовими чи талими).

Діаметр свердловини, призначеної для випробувань – 325 мм. Стінки її кріплять обсадними трубами. Штамп встановлюють у забої після його зачищення спеціальним ножем і вирівнювання шаром піску (1-2 см). При цьому його розташовують приблизно на 2 см нижче від фрезерної муфти.

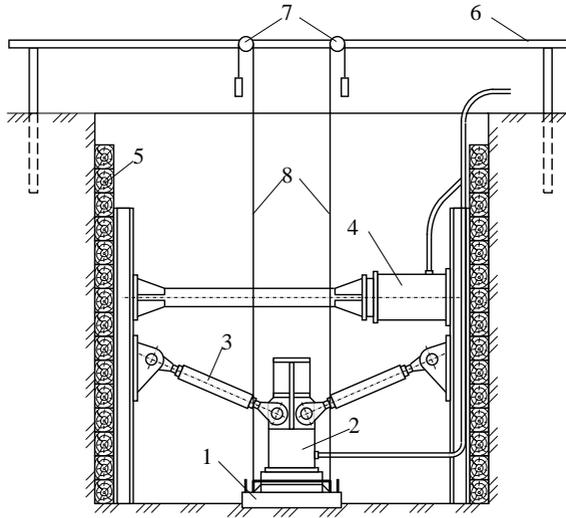


Рис. 5.18. Схема установки для випробування ґрунту штампом розпірної конструкції у шурфі: 1 – штамп; 2 – домкрат для навантаження штампa; 3 – гвинтові упори; 4 – домкрат для горизонтального розпору; 5 – вінцеве кріплення; 6 – реперна система; 7 – прогиномір; 8 – дрiт

Випробування ґрунту статичними навантаженнями проводять шляхом створення тиску на ґрунт кількома (7-10) ступенями. Величина ступенів тиску залежно від виду ґрунту та стану приймають від 0,025 до 0,1 МПа. На початку випробування ґрунт попередньо ущільнюють тиском, що дорівнює тиску від власної ваги ґрунту σ_{zg} на даній глибині, але не меншим 0,05 МПа. Тиск попереднього ущільнення також прикладають ступенями. Кожен ступінь тиску витримують до стабілізації осідання штампa. Стабілізація вважається досягнутою, якщо прирощення осідання за 1 год для великоуламкових і піщаних ґрунтів та за 2 год для глинистих не перевищує 0,1 мм. У процесі дослідження величину осідання штампa заміряють за допомогою двох прогиномірів. Їх з'єднують із штампaми сталевим дротом діаметром близько 0,3 мм. Для розрахунку беруть середнє арифметичне з двох замірів (див. рис. 5.19).



Рис. 5.19. Випробування ґрунту статичними навантаженнями

За наслідками випробувань складають графік, що відображає залежність осідання від тиску (див. рис. 5.20). Цей графік потрібний для визначення модуля деформації. Модуль деформації визначають у межах тієї ділянки графіка, де має місце лінійна залежність осідання від тиску. Для виділення цієї ділянки через дослідні точки графіка проводять осереднюючу пряму. При цьому розкид точок відносно прямої повинен бути рівномірним. За початкові значення тиску й осідання приймають тиск p_1 , що дорівнює σ_{zg} , і відповідне йому значення осідання S_1 . За кінцеві значення тиску й осідання беруть значення, що відповідають останній точці лінійної залежності. Якщо ж виявиться, що при тиску p_n прирощення осідання штампа вдвічі більше за прирощення осідання в попередньому ступені, то за кінцеві значення тиску та осідання приймають значення, котрі відповідають попередній точці.

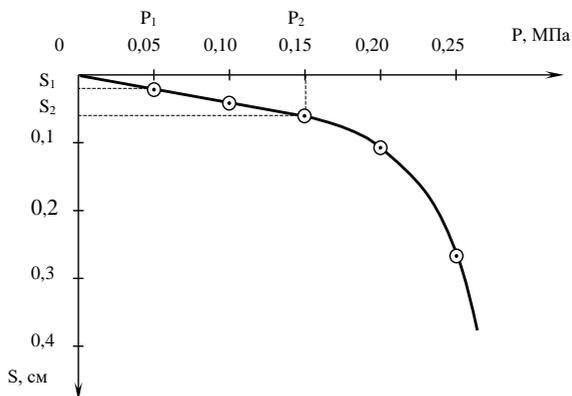


Рис. 5.20. *Графік залежності осідання штампa від тиску*

Для визначення модуля деформації, МПа, використовують формулу

$$E = \omega(1 - \nu^2) b \frac{\Delta p}{\Delta S}, \quad (5.1)$$

де ω – безрозмірний коефіцієнт, для круглого жорсткого штампa 0,8; ν – коефіцієнт бічного розширення (коефіцієнт Пуассона), прийнятий від 0,27 до 0,42 залежно від виду ґрунту; b – діаметр штампa, см; Δp – прирощення тиску, МПа, $\Delta p = p_n - p_1$; ΔS – прирощення осідання штампa, см, $\Delta S = S_n - S_1$. Модуль деформації визначають з точністю до 0,1 МПа.

До польових дослідних робіт належить і зондування ґрунтів. Простота і невисока вартість зондування зумовили його широке застосування під час інженерно-геологічних досліджень. Зондування проводять у піщаних і глинистих ґрунтах. Його глибина – до 15-30 м. Це метод безперервного по глибині дослідження. Він базується на тому, що ґрунти з різними властивостями чинять неоднаковий опір проникненню в них зонда. Зонд містить наконечник і штанги. Найбільш доцільні конічні наконечники.

Зондування дозволяє виявляти характер залягання шарів ґрунтів по

глибині й простору, а також оцінювати фізико-механічні властивості ґрунтів. У зв'язку з цим можливі дві схеми застосування зондування при інженерно-геологічних дослідженнях. Перша схема передбачає проведення зондування з метою виділення інженерно-геологічних елементів для раціонального розміщення на ділянці (майданчику) розвідувальних виробок (шурфів і свердловин) та визначення їх кількості (див. рис. 5.21).

Друга схема зводиться до уточнення залягання виділених інженерно-геологічних елементів між пройденими розвідувальними виробками.

За допомогою зондування можуть бути розв'язані й інші завдання – здійснення контролю за укладанням ґрунту в земляні споруди (греблі, дамби та ін.), визначення несучої здатності палів тощо.



Рис. 5.21. Статичне зондування ґрунтів

Залежно від способу занурювання зонда в ґрунт розрізняють динамічне і статичне зондування. При *динамічному зондуванні* зонд занурюють у ґрунт ударами молота. При *статичному* – вдавлюють за допомогою різних механізмів. Схеми установок динамічного й статичного зондування

показані на рис. 5.22 та 5.23. Кожен із способів має свої переваги і недоліки. Перевагою динамічного зондування є те, що воно дає змогу дослідити ґрунти з більшим опором занурюванню конуса (наприклад піщані). Для його проведення необхідне нескладне устаткування. До недоліків слід віднести можливі розрідження деяких ґрунтів під впливом ударних навантажень. Із цієї позиції динамічне зондування не зовсім зручно застосовувати в пилюватих пісках, насичених водою, і в глинистих ґрунтах м'якопластичної та текучопластичної консистенції. Статичне зондування вільне від цих недоліків, однак воно потребує використання більш складного устаткування із застосуванням анкерних або інших пристроїв для сприйняття зусиль, прикладених до зонда.

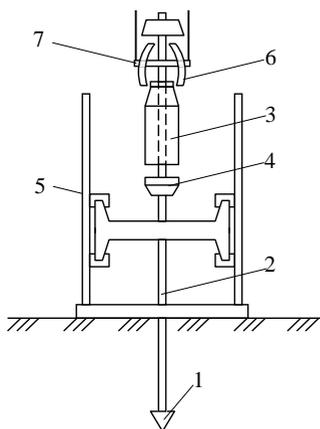


Рис. 5.22. *Схема установки динамічного зондування: 1 – конус; 2 – штанга; 3 – молот; 4 – підбабник; 5 – напрямна; 6 – захоплювач; 7 – обмежувач*

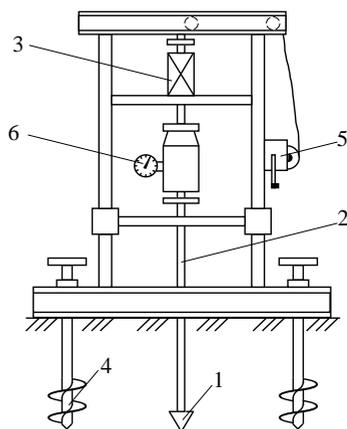


Рис. 5.23. *Схема установки статичного зондування: 1 – конус; 2 – штанга; 3 – домкрат; 4 – анкер; 5 – лебідка; 6 – динамометр*

У ході динамічного зондування визначають показник динамічного зондування або величину занурення зонда від визначеної кількості ударів молота. Ці величини є мірою опору ґрунту. Показник динамічного зондування N , уд/дм, визначають кількістю ударів, необхідних для

занурення зонда на 1 дм. Величина занурення зонда S від серії ударів (залогів) визначається мірною рейкою. Оптимальне число ударів – п'ять, але воно може змінюватися від 1 до 20. Кількість ударів повинна бути такою, щоб занурювання від залогів не перевищило 10 см, тобто точності визначення положення меж шарів ґрунтів, що виділяються. Для того щоб одержати порівняльні результати при використанні різного устаткування, необхідно користуватися таким показником, як питомий динамічний опір

$$p_g = kW, \quad (5.2)$$

де k – коефіцієнт втрати енергії при ударі,

$$k = \frac{Q + e^2 q}{Q + q}, \quad (5.3)$$

тут Q – вага молота, Н; e – коефіцієнт відновлення удару; приймається приблизно 0,56; q – вага зонда і напрямної молота, Н; W – робота зондування, Дж; визначається за однією з наведених нижче формул залежно від виду характеристик зондування (N або S)

$$W = N \cdot Q \cdot H / (10 \cdot A), \text{ або} \quad (5.4)$$

$$W = n \cdot Q \cdot H / (S \cdot A), \quad (5.5)$$

де N – показник динамічного зондування, уд/дм; Q – вага молота, Н; H – висота падіння молота, см; A – площа основи конуса, см²; S – занурення конуса від залогів, см; n – число ударів у залозі.

Результати динамічного зондування як графіки (див. рис. 5.24). Виконують прив'язку графіка до інженерно-геологічних умов.

За допомогою установок статичного зондування, які застосовують пошукові організації, випробування ґрунтів можна проводити двома основними способами. В першому випадку зондування виконують, використовуючи наконечник, діаметр котрого дорівнює діаметру штанг (голландський зонд). При цьому окремо фіксують опір ґрунту конусові і величину тертя по бічній поверхні штанг. Тертя може фіксуватись по всій поверхні штанг або на визначеній ділянці вище від конічного наконечника.

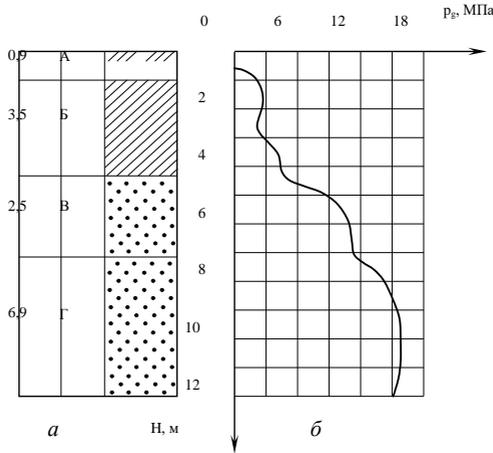


Рис. 5.24. Графік динамічного зондування: а – геологічна колонка; б – графік зондування; А – чорнозем; Б – суглинок; В, Г – піски

В іншому випадку діаметр наконечника перевищує діаметр штанг в 1,6 і більше разів. При такому співвідношенні, крім усунення або значного зниження тертя по бічній поверхні штанг, створюються умови для випирання ґрунту в порожнину, що утворюється між стінками свердловини й штангами після проходження конуса. У першому випадку значна частина корисного зусилля зондування витрачається на подолання сил тертя по бічній поверхні штанг. Це явище не дозволяє в щільних ґрунтах досягти проектних позначок, а в слабких – через малі розміри наконечника значно знижується точність даних, що одержуються. Зондування розширеним наконечником дозволяє з більшою ефективністю використати статичне зусилля за рахунок зняття тертя з поверхні штанг. Застосування наконечників великих розмірів дозволяє підвищити точність визначення показників слабких ґрунтів. З іншого боку при вигинанні штанг у процесі зондування різко змінюється тертя по бічній поверхні за рахунок його концентрації в місцях дотикання штанг до стінок свердловини.

На рис. 5.25, а наведені графіки статичного зондування лесованих суглинків м. Полтави розширеним конічним наконечником із кутом при вершині 30° і площею основи $26,4 \text{ см}^2$ (крива 1) і конусом-зондом із площею

основи 10 см^2 (крива 2). Аналізуючи наведені графіки, можна відзначити, що на глибині 12 м загальні зусилля зондування для розширеного наконечника – 15 кН, а для конуса-зонда – 40 кН, тобто в 2,7 рази більші, а обрис кривої 1 достовірніше описує нашарування ґрунтів, зображені на геологічній колонці, яка наведена на рис. 5.25, б.

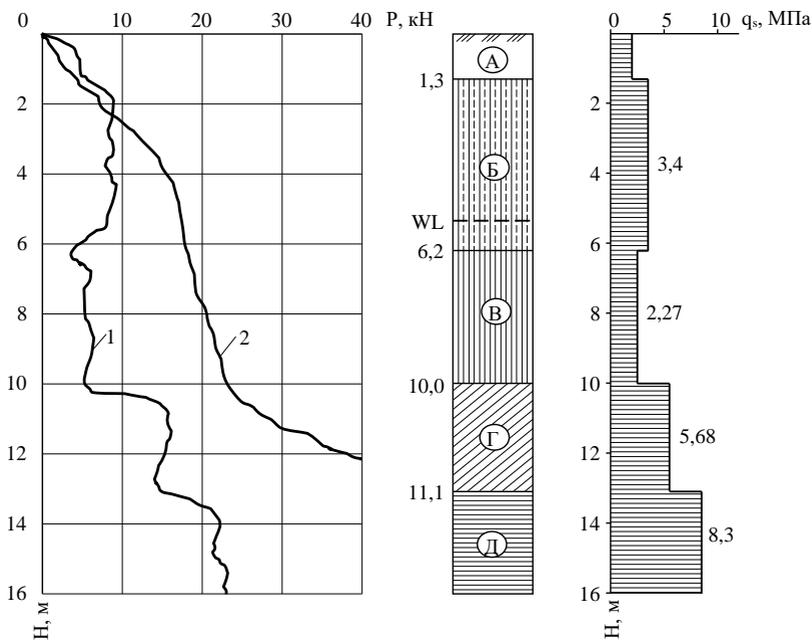


Рис. 5.25. Результати статичного зондування суглинків: а – графіки; б – геологічна колонка; в – еюра зондування; 1 – графік, побудований за результатами зондування розширеним наконечником; 2 – графік, побудований за результатами зондування конусом-зондом; А – чорнозем; Б – суглинок твердий; В – суглинок м'якопластичний; Г – суглинок тугопластичний; Д – глина тугопластична

Характеристикою зондування розширеним наконечником є опір ґрунту конусові, МПа, який визначають за формулою

$$q_s = P / A, \quad (5.6)$$

де P – зусилля зондування, котре визначають з допомогою тензометричного датчика, розміщеного в конічному наконечнику; A – площа основи конічного наконечника.

На рис. 5.25, *в* показано епюру опору ґрунту конусові q_s по глибині зондування. Абсциси епюри в межах однорідного шару визначено шляхом осереднення окремих значень.

При зондуванні піщаних ґрунтів опір зондуванню з глибиною лінійно зростає до певної глибини, яка називається *критичною* H_{cr} . Нижче від неї зондування в шарі однорідного піску зусилля зондування не залежить від глибини занурення наконечника. При занурюванні наконечника в більш щільні шари піску знову спостерігається перехідна ділянка, близька до лінійної ΔH_{cr} . Ця ділянка тим більша, чим вища міцність піску. На рис. 5.26, *а* подано графік зондування шаруватої піщаної товщі. Графік у межах кожного однорідного шару піску має характерні обриси – лінійно зростаючу ділянку по висоті H_{cr} або ΔH_{cr} і ділянку, паралельну осі ординат. Як видно з рис. 5.26, *б* за графіком зондування однозначно виділяються шари піску з різними механічними характеристиками. На рис. 5.26, *в* показана епюра статичного зондування шаруватої піщаної товщі.

Критична глибина зондування залежить від стану піску та розмірів наконечників. У щільних пісках при діаметрах конічних наконечників 50-74 мм вона становить 1500-2000 мм. Зі збільшенням діаметра конічного наконечника критична глибина зондування відповідно зростає.

Оцінювання фізико-механічних властивостей ґрунтів за результатами зондування не є однозначним завданням. Частіше використовують емпіричні залежності показників зондування від властивостей ґрунтів. Ці залежності представляють у вигляді таблиць або формул і мають лише регіональне значення (табл. 5.1, табл. 5.2). Наближене визначення виду глинистих ґрунтів за даними статичного зондування подано в таблиці 5.3.

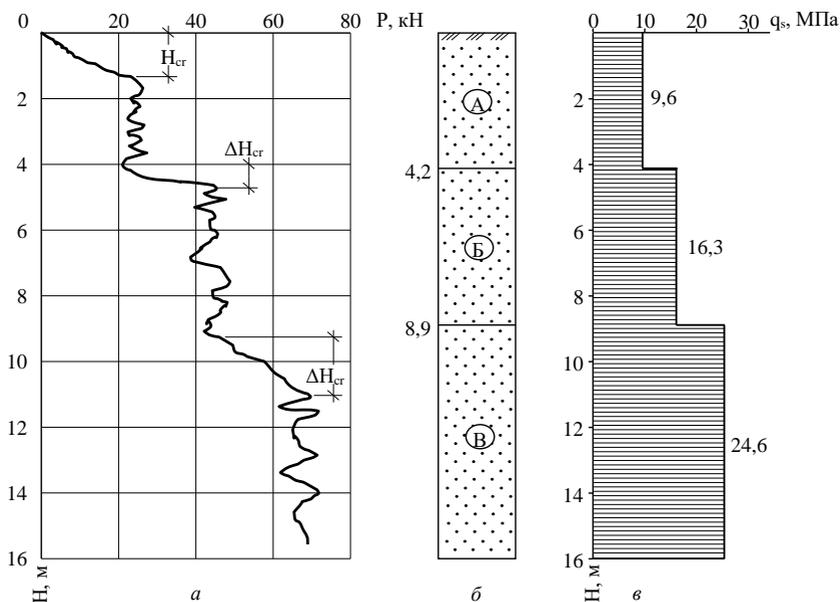


Рис. 5.26. Результати статичного зондування піску: а – графік; б – геологічна колонка; в – еюра зондування; А – пісок дрібний середньої щільності; Б – пісок середньої крупності; В – пісок середньої крупності, щільний

Таблиця 5.1

Дані для визначення виду пісків за щільністю при динамічному зондуванні за значенням p_g , МПа

Ґрунт	Вид піску		
	пухкий	середньої щільності	щільний
Піски крупні і середньої крупності незалежно від вологості	<3,5	3,5-12,5	>12,5
Піски дрібні, маловологі	<3,0	3,0-11,0	>11,0
Піски дрібні, насичені водою й пилюваті, маловологі	<2,0	2,0-8,5	>8,5

Таблиця 5.2

Дані для визначення виду пісків за щільністю при статичному зондуванні за значенням q_s , МПа

Ґрунт	Вид піску		
	пухкий	середньої щільності	щільний
Піски крупні і середньої крупності незалежно від вологості	<5,0	5,0-15,0	>15,0
Піски дрібні незалежно від вологості	<4,0	4,0-12,0	>12,0
Піски пилюваті, маловологі	<3,0	3,0-10,0	>10,0
Піски пилюваті, насичені водою	<2,0	2,0-7,0	>7,0

Таблиця 5.3

Дані для визначення виду глинистого ґрунту за результатами статичного зондування конусом-зондом

Опір ґрунту конусові q_s , МПа	Вид глинистого ґрунту
>10	Твердий
10-5	Напівтвердий
5-2	Тугопластичний
2-1	М'якопластичний
<1	Текучопластичний

За допомогою зондування можна визначити також модуль деформації ґрунтів: для пісків $E = 3q_s$, МПа; для суглинків і глин $E = 7q_s$, МПа. При динамічному зондуванні піщаних ґрунтів значення модуля деформації можуть бути одержані з таблиці 5.4. Аналогічно можуть бути визначені кут внутрішнього тертя ґрунтів і питоме зчеплення.

Таблиця 5.4

Дані для визначення модуля деформації пісків за результатами динамічного зондування

Ґрунт	$p_g = 2$ МПа	$p_g = 7$ МПа	$p_g = 14$ МПа
	Модуль деформації E , МПа		
Піски крупні і середньої крупності	15-20	34-39	50-55
Піски дрібні	13	29	40
Піски пилюваті, маловологі	8	22	32

На будівельних майданчиках у відповідності з вимогами нормативних документів проводять випробовування ґрунтів випробувальними палями, які за геометричними параметрами відповідають проектним рішенням. Це дає перевагу у порівнянні з зондуванням ґрунтів. В якості анкерних конструкцій можуть використовувати установку для вдавлювання паль, анкерні палі або спеціальну конструкцію, яку завантажують важелями відповідно до випробувального навантаження. Для створення вертикального вдавлюючого навантаження на випробувальну палю використовували спеціальну металеву балку, яка слугує упором для гідравлічного домкрату (див. рис. 5.27).

Для навантаження паль ступенями застосовують гідравлічний домкрат. Тиск у домкраті створюють за допомогою гідравлічної насосної станції. Для виміру осідання палі на реперній системі встановлюють прогиноміри конструкції Аістова з ціною поділки 0,01 мм.

Випробовування полягають у прикладенні до палі вертикального статичного навантаження та спостереженні за його осіданням. Кожну ступінь навантаження витримують до умовної стабілізації деформації (осідання палі), за яку приймають її прирощення у 0,1 мм за дві години спостережень. При виконанні цієї основної умови нормативних документів, до палі прикладають наступну ступінь навантаження. Навантаження палі

припиняють виходячи з досягнення граничного значення навантаження відповідно до технічного завдання на випробування або до «зриву» палі. На протязі досліду заповнюють журнали випробувань та за їх даними будують графіки випробувань. Несучу здатність кожної палі приймають за цими графіками.



Рис. 5.27. Випробування ґрунтів палями

5.7. ЛАБОРАТОРНІ РОБОТИ

Комплекс лабораторних робіт включає, перш за все, визначення основних фізичних і класифікаційних властивостей ґрунтів. Для точного визначення щільності частинок ґрунту ρ_s слід пробу повітряно-сухого ґрунту подрібнити та просіяти через сито з розміром вічка 2 мм. Наважку ґрунту з розрахунку ≈ 15 г на кожні 100 см^3 ємності засипають у сухий пікнометр. Пікнометр заповнюють рідиною до мірної риски. Визначають масу повітряно-сухого ґрунту g , масу абсолютно сухого ґрунту $g_0 = \frac{g}{1 + W_2}$, де W_2 – гігроскопічна вологість, масу пікнометра з ґрунтом і рідиною, долитою до мірної риски g_1 , масу пікнометра з рідиною, долитою до мірної

риски g_2 . Щільність частинок ґрунту визначають за виразом

$$\rho_s = \frac{g_0}{g_0 + g_2 - g_1} \cdot \rho_w. \quad (5.7)$$

При визначенні ρ_s використовується дистильована вода, однак для проведення дослідів із засоленими ґрунтами її замінюють нейтральними рідинами – керосином, бензином, толуолом тощо. Для повного видалення адсорбованого на поверхні частин повітря проводиться попереднє кип'ятіння суміші ґрунту з водою або вакуумування при використанні нейтральної рідини. Існує можливість сильного стиснення шару води навколо колоїдних частинок глин, викликаного молекулярними силами притягання, в результаті чого отримуємо завищене значення ρ_s . Для запобігання цьому слід використовувати рідини з малим поверхневим натягом – толуол, ксилол та ін.

Щільність ґрунтів, що легко піддаються різанню ножем, не кришаться, а також у тих випадках, коли об'єм і форма зразка можуть бути збережені лише у жорсткій тарі (наприклад для піщаних ґрунтів), визначають методом різання кілець. При цьому внутрішній діаметр кільця при визначенні щільності глинистих ґрунтів повинен бути не менше ніж 50 мм, а піщаних – 70 мм. Відповідно щільність ґрунту визначається як відношення маси ґрунту за об'єму, який він займає.

Для зв'язних ґрунтів, а особливо для ґрунтів, що не піддаються відбору в кільце (схильних до викришування), використовуються метод парафінування. При цьому зразку ґрунту непорушеної структури надають по можливості округлі форми, визначають його масу g , після чого парафінують, опускаючи кілька разів у розплавлений парафін із температурою 57-60°C. Товщина парафінового шару має складати 0,5-1,0 мм. Визначивши масу запарафінованого зразка ґрунту g_1 занурюють зразок у воду і визначають його масу в зваженому стані g_2 . Щільність ґрунту

визначають за формулою

$$\rho = \frac{\rho_w \rho_n g}{\rho_n (g_1 - g_2) - (g_1 - g) \rho_w}, \quad (5.8)$$

де ρ_w та ρ_n – щільність води й парафіну відповідно.

При визначенні щільності методом лакування зразок покривають тонким шаром білого спиртового лаку, після чого виконують всі операції, як і при парафінуванні. При тонкому шарі лаку його об'єм можна не враховувати. При ртутному методі зразок будь-якої форми масою g_1 опускають у ванну, заповнену ртуттю й визначають масу витісненої ртуті g_2 . Щільність ґрунту визначають за формулою

$$\rho = \frac{g_1 \rho_p}{g_2}, \quad (5.9)$$

де $\rho_p = 13,6 \text{ т/м}^3$ – щільність ртуті.

Волюмометричний метод ґрунтується на вимірюванні об'єму ґрунту спеціальними об'ємометрами Тетмайера, Гіршвальда та інших.

Ваговою вологістю ґрунту називають відношення маси води до маси твердих частинок. Масу твердих частинок визначають після просушування при температурі 105°C . Аналогічно встановлюють гігроскопічну вологість, якою називають відношення маси води, що знаходиться у повітряно-сухому зразку ґрунту, до маси сухого ґрунту. При визначенні вологості ґрунту маса однієї проби повинна становити не менше ніж 10 г. У випадку масових визначень вологості можливе використання прискореного методу визначення вологості, при якому просушування ґрунту відбувається на спиртівці. Для висушування 10-15 г ґрунту його розміщують на дні металевої бюкси, яку встановлюють на спиртівці. Для просушування пісків і супісків достатньо спалити дві таблетки сухого спирту одночасно масою 3 г кожна, для просушування суглинків та глин – двічі по дві таблетки.

Не всі мінерали витримують нагрівання до температури 105°C, тому для визначення вологості можна скористатися пікнометричним способом. Вологість визначається за виразом

$$W = \frac{\rho_s g_2 + g_3(\rho_s - \rho_w) - g_1 \rho_s}{g_3(\rho_s - \rho_w) - [\rho_s g_2 + g_3(\rho_s - \rho_w) g_1]}, \quad (5.10)$$

де g_1 – маса пікнометра з водою і ґрунтом; g_2 – маса пікнометра з чистою водою; g_3 – маса ґрунту природної вологості.

Класифікаційною характеристикою для глинистих ґрунтів є число пластичності I_p , що визначається як різниця між вологостями на межі текучості W_L і пластичності W_p . Вологість на межі текучості визначається за допомогою балансирного конуса (див. рис. 5.28). Конус масою 76 г із кутом при вершині 30° має кругову мітку на відстані 10 мм від вершини. Стійкість забезпечується балансирним пристроєм. Для проведення випробувань приготують ґрунтове тісто з перетертого або просіяного через сито з отворами діаметром 0,5 мм сито. Тістом заповнюють стаканчик діаметром не менше ніж 4 см і висотою не менше ніж 2 см. Поверхню тіста вирівнюють шпателем, підносять до неї вістря конуса й відпускають конус. Якщо через 5 с глибина занурення конуса становить 10 мм, вважають, що вологість тіста відповідає вологості на межі текучості. Після досягнення потрібної глибини занурення конуса зі стаканчика відбирають пробу ґрунту і визначають його вологість. Для визначення вологості на межі пластичності приготуване тісто розкочують руками на скляній поверхні у джгутики діаметром 2-3 мм. Якщо джгутик при розкочуванні розпадається на окремі частини по всій довжині, то вважають, що вологість тіста відповідає вологості на межі пластичності. В іншому разі джгутик зминають і повторюють операцію розкочування.

Піщані ґрунти класифікуються за гранулометричним складом, визначають який ситовим методом (див. п. 4.2). А коли необхідно знати гранулометричний склад глинистих ґрунтів, то користуються методом Рутковського, тобто оцінюють три основні групи фракцій: глинисту; пилувату; піщану.

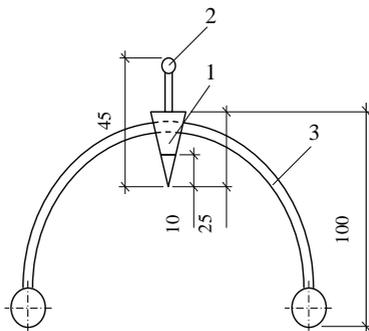


Рис. 5.28. Балансирний конус:
1 – конус; 2 – ручка; 3 – балансирний пристрій

Для досліду ґрунт в повітряно-сухому стані обережно перетирається гумовим товкачем і просіюється через сито з отворами 0,5 мм. Для визначення вмісту глинистих частинок у мірний циліндр наливається початковий об'єм ґрунту $V_0=5 \text{ см}^3$, потім доливається 50-60 см^3 води, і ґрунт розміщується скляною паличкою. До отриманої суспензії додають 2,5-3,0 см^3 коагулятора (розчин хлористого кальцію), розмішують, після чого додають води до 100 см^3 та залишають відстоюватися. По закінченні відстоювання визначають об'єм ґрунту в мірному циліндрі V_1 і вміст глинистих частинок за формулою (%)

$$X = \frac{V_1 - V_0}{V_0} \cdot 22,7 \quad (5.11)$$

Для визначення вмісту піщаних частинок у мірний циліндр наливають 10

см³ ґрунту, доливають води до поділки 100 см³, ретельно розмішують і залишають відстоюватися на 90 с. Через 90 с зливають 70-75 см³ суспензії, знову доливають воду до поділки 100 см³, розмішують та залишають відстоюватися. Цю операцію повторюють, поки рідина не стане майже прозорою. Після цього воду доливають до позначки 30 см³, розмішують і зливають через 30 с. Цю операцію повторюють до повного освітлення рідини. Після закінчення дослідів доливають воду до 100 см³, дають відстоятися й визначають кількість піщаних частинок, що залишилися, у відсотках до початкового об'єму. Визначити вміст пилюватих частинок можна, вирахувавши зі 100% сумарний вміст піщаних і глинистих часток.

В лабораторії визначають і показники міцності та деформативності ґрунту, характеристики просадочності, набрякання, водопроникності та ін (див. рис. 5.29).

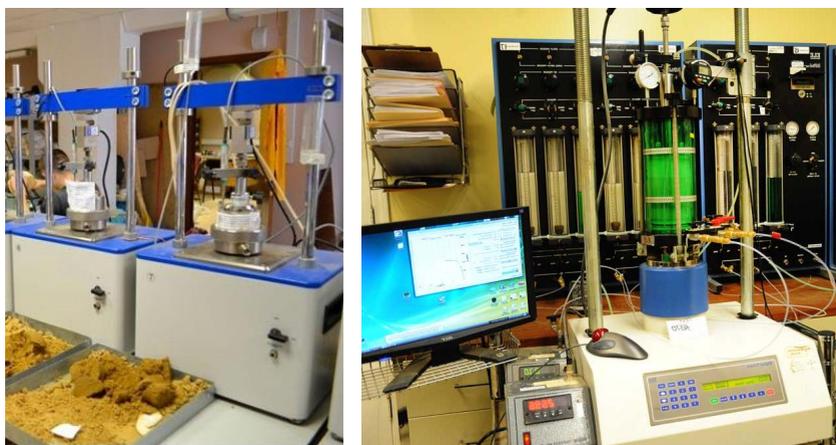


Рис. 5.29. Визначення показників міцності та деформативності ґрунту

5.8. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНА ЕКСПЕРТИЗА

Термін «інженерно-геологічна експертиза» застосовують для робіт, пов'язаних з вивченням основ і фундаментів будівель та споруд, які зводять чи експлуатують. Таке вивчення проводять у випадку аварійного стану будівель і споруд або в зв'язку з їх реконструкцією. В аварійний стан будівлі й споруди можуть перейти як в експлуатаційний період, так і в період будівництва. Він може бути викликаний нерівномірними осіданнями фундаментів, унаслідок яких несучі конструкції дістають пошкодження, кренами, надмірними за абсолютним значенням осіданнями, що порушують нормальну експлуатацію будівель і споруд. Інженерно-геологічна експертиза повинна встановити причини виникнення деформацій основ і дати рекомендації щодо усунення аварійного стану. При реконструкції експертиза виявляє можливості збільшення навантажень на фундаменти в зв'язку з надбудовою будівель і споруд або в зв'язку зі збільшенням ваги обладнання тощо. Іноді виникає потреба в загальному оцінюванні стану основ і фундаментів (див. рис. 5.30).



Рис. 5.30. Проведення інженерно-геологічної експертизи

Проведення експертизи починають із загального огляду будівлі чи споруди. Якщо експертизу проводять у зв'язку з аварійним станом, то передусім необхідно виявити, чи не є порушення в надфундаментних конструкціях (наприклад тріщини в простінках) наслідком їх недостатньої міцності; якщо ж вони виявляться достатньо міцними, то причиною їх пошкодження, очевидно, буде незадовільний стан основ і фундаментів.

У першу чергу ознайомлюються з інженерно-геологічними умовами на майданчику, де розташований об'єкт, який вивчається. Коли в основі фундаментів залягають просадочні ґрунти, то ймовірною причиною порушень можуть бути осідання ґрунтів, викликані зволоженням їх аварійним витіканням води із системи водопроводу чи каналізації. Осідання можуть викликатися і підвищенням рівня ґрунтових вод у даному місці. Якщо об'єкт розташований на схилі, то порушення можуть бути пояснені зміщенням ґрунтів унаслідок зсуву. Треба враховувати, що зовні таке зрушення може й не проявлятися. Порушення в надфундаментних конструкціях можуть бути викликані й іншими процесами та явищами.

Нерідко причиною аварійного стану будівель і споруд або частини їх є відхилення від проектів, допущені будівельниками. Щоб виявити їх, доводиться розкривати фундаменти шурфами. Шурфи відкопують біля фундаментів на глибину 0,5 м нижче від їх підшови. У будівлях із підвалом шурфи краще відкопувати з боку підвалу. Під фундамент роблять підкоп на ширину його підшови. Після проходки шурфу і розкриття фундаменту замірюють ширину його підшови і глибину закладання, встановлюють конструкцію фундаменту. Одержані результати порівнюють із проектом.

Помилки можуть бути допущені також проектувальниками. Щоб їх виявити, виконують перевірочні розрахунки з визначенням навантажень на фундаменти та їх розмірів у плані. Одночасно визначають фізико-механічні характеристики ґрунтів основ, для чого на рівні підшови фундаменту і

нижче відбирають моноліти, які відправляють у лабораторію на випробування. Результати, отримані при цьому, порівнюють із прийнятими при проектуванні.

Після виявлення причин порушень у надфундаментних конструкціях дають рекомендації до їх усунення. Ці рекомендації зводяться до закріплення ґрунтів основи чи підсилення фундаментів.

Вивчення основ і фундаментів при реконструкції має багато спільного з вивченням їх у зв'язку з аварійним станом. Але слід враховувати ту обставину, що іноді доводиться приймати рішення щодо будівель і споруд, на які технічна документація з різних причин не збереглася. Для прийняття рішення про реконструкцію, пов'язану зі збільшенням навантажень, доводиться розкривати всі основні фундаменти, визначати їх ширину і глибину закладання, оцінювати стан матеріалу фундаментів, проводити потрібні розрахунки й визначати фізико-механічні характеристики ґрунтів.

5.9. КАМЕРАЛЬНІ РОБОТИ

Кожен етап інженерно-геологічних досліджень завершується камеральними роботами, під час яких підводять підсумки проведеної роботи та складають звіти. Так, за результатами інженерно-геологічної рекогносцировки складається звіт, що включає схематичну інженерно-геологічну карту з розрізами, зведену інженерно-геологічну колонку й текстову частину. Зміст карти і тексту визначається завданнями, які розв'язувалися при рекогносцировці. До звіту обов'язково прикладається карта фактичного матеріалу, на якій показуються всі точки спостережень, об'єкти, до котрих вони були приурочені, напрямки маршрутних досліджень (у тому числі й аеровізуальних, якщо вони проводились), а також гірські виробки, точки проведення геофізичних робіт тощо. Текст звіту, крім необхідних загальних відомостей про географічне положення

району робіт та його короткої фізико-географічної характеристики, повинен включати лише ті інженерно-геологічні відомості і висновки, які мають бути враховані при прийнятті проектних рішень (див. рис. 5.31).

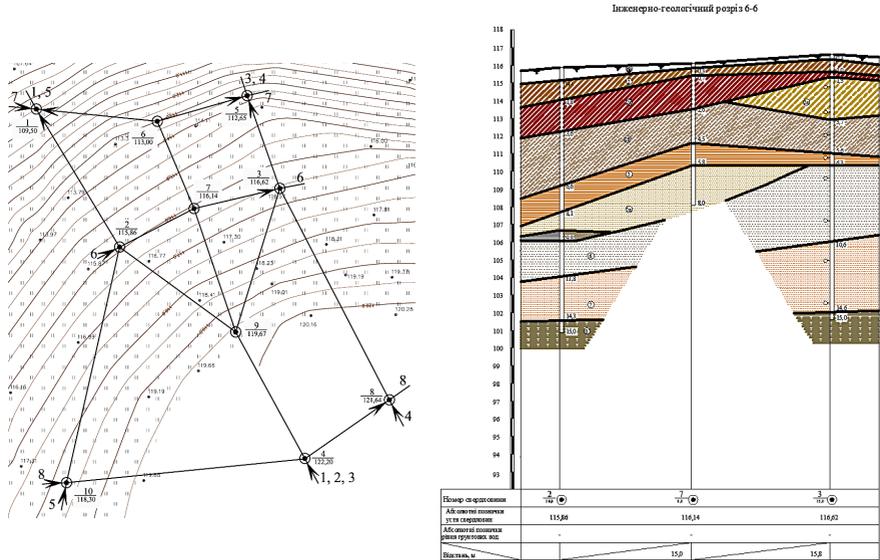


Рис. 5.31. Обробка результатів інженерно-геологічної зйомки

Вихідними матеріалами для обробки результатів інженерно-геологічної зйомки служать: польова карта фактичного матеріалу; польова інженерно-геологічна карта; польові щоденники, бурові журнали, журнали гірських, зондувальних та інших видів робіт; геологічно інтерпретовані результати геофізичних робіт; дані дешифрування аерофотоматеріалів, уточнені в процесі проведення польових робіт; каталоги виконаних лабораторних аналізів з визначення показників властивостей ґрунтів і хімічного складу підземних вод; допоміжні польові карти, складені в процесі проведення зйомки (геологічна, гідрогеологічна, геоморфологічна, мерзлотна й ін.); польові геолого-літологічні розрізи, побудовані за даними

бурових, гірських, геофізичних та зондувальних робіт; польовий звіт про виконані роботи. В процесі камеральної обробки виконуються такі роботи: петрографічне, літологічне, хімічне, мінералогічне вивчення зібраних колекцій ґрунтів і їх класифікація; палеонтологічні визначення; визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів у лабораторії й статистична обробка отриманих результатів; повна геологічна інтерпретація, підсумків геофізичних робіт та їх ув'язка з результатами, отриманими іншими методами; остаточне дешифрування аерофотоматеріалів; уточнення, корекція польових карт і розрізів та складання остаточних карт й інших графічних додатків до звіту; складання тексту звіту.

При виконанні інженерно-геологічної розвідки камеральні роботи ведуть безперервно протягом польових робіт і після їх закінчення. Основні завдання камеральних робіт на цьому етапі зводяться до систематизації даних, що отримуються в процесі польових робіт, їх зіставлення й аналізу для уточнення програми та організації польових робіт; контролю за якістю документації польових робіт; уточнення розміщення місць відбору зразків і номенклатури визначення показників властивостей ґрунтів та підземних вод; уточнення меж інженерно-геологічних елементів й узагальненню фактичного матеріалу, що характеризує всі елементи геологічного середовища об'єкта, який проектується; складання звіту за результатами інженерно-геологічної розвідки.

Текст технічного звіту повинен включати вступ, п'ять розділів, висновки, список використаних матеріалів. У *вступі* слід умістити обґрунтування виконання робіт, задачі інженерно-геологічних досліджень, місцезнаходження району вишукувань, дані про об'єкт, що проектується, види та обсяги виконаних робіт, строки їх проведення тощо. Розділ *«Вивченість інженерно-геологічних умов»* включає відомості про раніше виконані дослідження, їх основні результати, дані про освоєння та

використання території, досвід місцевого будівництва, характер і причини деформацій будівель, якщо вони є, та ін. У розділі «*Фізико-географічні умови*» подається опис рельєфу, гідрографії, геоморфології. Розділ «*Геологічна будова і гідрогеологічні умови*» описує умови залягання ґрунтів, тектонічну будову, дає літолого-петрографічну характеристику виділених шарів ґрунту за генетичними типами, оцінює гідрогеологічні умови території та можливі їх зміни під впливом будівництва й експлуатації будівель і споруд, які проектуються. В розділі «*Фізико-механічні властивості ґрунтів*» наводять характеристики складу, стану, фізичних та механічних властивостей ґрунтів та їх просторової мінливості. Розділ «*Інженерно-геологічні умови і районування*» містить опис основних результатів вивчення геоморфологічних умов, геологічної будови, сейсмічності, гідрогеологічних умов, властивостей ґрунтів, розвитку геологічних процесів й інших факторів, що впливають на будівництво (наявність підроблюваних територій, глибина промерзання ґрунтів тощо). Необхідно включити також інженерно-геологічне районування території з обґрунтуванням та характеристикою виділених на інженерно-геологічній карті районів, ділянок. Дається порівняльна оцінка варіантів майданчиків і трас для будівництва. Наводяться рекомендації з інженерного захисту й підготовки території та можливості її використанню. Підсумковий розділ містить основні висновки і рекомендації щодо прийняття проектних рішень, проведення подальших вишукувань та необхідності виконання спеціальних робіт і досліджень.

Текстові додатки звіту мстять копію технічного завдання замовника; копію дозволу на проведення робіт; зведені таблиці результатів лабораторних визначень властивостей ґрунтів і хімічного складу підземних вод; таблиці результатів геофізичних і польових досліджень ґрунтів, стаціонарних спостережень й інших робіт; опис точок спостережень;

каталоги координат і позначок виробок, точок зондування тощо. Графічні додатки звіту включають інженерно-геологічні, а при потребі гідрогеологічні розрізи; геолого-літологічні колонки чи опис виробок; графіки зондування, матеріали обробки лабораторних і польових досліджень ґрунтів, дослідно-фільтраційних робіт. За необхідності текстові та графічні додатки можуть включати й інші матеріали.

5.10. ОСОБЛИВОСТІ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ У РАЙОНАХ РОЗВИТКУ НЕБЕЗПЕЧНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ

До небезпечних інженерно-геологічних процесів, розповсюджених на території України, перш за все можна віднести процеси, що відбуваються на схилах – зсуви, обвали. При їх вивченні додатково встановлюють форми рельєфу; історія розвитку, генезис і вік схилів та їх морфологічних елементів; умови залягання в масиві ґрунту поверхонь та зон ослаблення (в т. ч. поверхонь ковзання старих і стародавніх зсувів); фізико-механічні властивості порід (особливо міцність на зрушення) по цих поверхнях і зонах; тектонічні порушення порід, сучасні тектонічні рухи, сейсмічність із результатами сейсмічного районування; режим горизонтів підземних вод й умов їх розвантаження на схилах з оцінкою їх впливу на розвиток зсувів і обвалів; особливості та інтенсивність вивітрювання, ерозії, переробки берегів й інших процесів, що сприяють розвитку зсувів і обвалів тощо.

Особливості інженерно-геологічних умов зумовлюють проведення випробувань на зрушення, які б урахували характер ґрунту, умови роботи ґрунту на схилі та у взаємодії зі спорудами, можливу зміну властивостей ґрунту протягом часу. Підготовку зразка до досліду слід вести з урахуванням прогнозованого стану ґрунту. Розущільнення імітують тривалим витриманням зразків під водою при навантаженнях, рівних або

менших від природних. Порушення структури – переминанням зразків ґрунту природної вологості або додатково зволених та тривалим витриманням зразків під водою при навантаженнях, рівних природним. Вплив сезонних коливань вологості моделюють додатковим зволоженням зразків або просушуванням їх на повітрі. Вивітрювання врахують циклічним зволоженням-просушуванням зразків.

Випробування на зрушення виконують без попереднього ущільнення за схемою недренованого, неконсолідованого зрушення. Мінімальні втрати вологості забезпечуються прискореним проведенням випробувань (тривалість не більше ніж 2 хв). Урахування тріщинуватості глинистих порід або утворення поверхні ковзання виконується шляхом проведення зрушення по попередньо розрізаних зразках зі змоченою поверхнею різку. Для пісків випробування проводять без попереднього ущільнення в умовах повного водонасичення. За наявності на схилі контактів різних водонасичених порід з глиною визначають опір ґрунту зрушенню по контакту як на природних, так і на штучних зразках (див. рис. 5.32, 5.33).

На основі інженерно-геологічних вишукувань повинно бути виконано: інженерно-геологічне районування території за небезпекою виникнення зсувних та обвальних процесів; оцінка стійкості схилів і прогноз її зміни з указанням типів можливих процесів, їх місцезнаходження, розмірів й інших параметрів; оцінка наслідків, що можуть бути викликані цими процесами. Аналогічні вимоги ставляться до інженерно-геологічних вишукувань при вивченні районів з можливістю утворення селевих потоків. Додатково визначаються такі показники, як розмокання (для зв'язних ґрунтів), кут природного укосу (при різній вологості й під водою), фільтраційні та тиксотропні властивості. Оцінку селевої небезпечності території слід давати на базі вивчення матеріалів аерофото- і космічної зйомки, камерального аналізу топографічних та інженерно-геологічних карт.

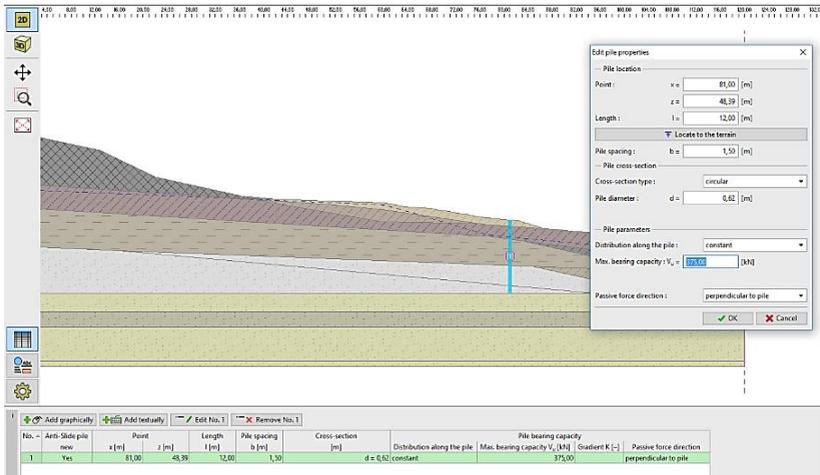


Рис. 5.32. Побудова моделі ґрунтового масиву

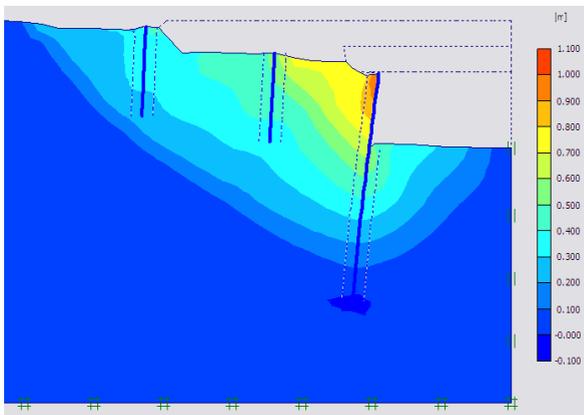


Рис. 5.33. Моделювання огородження котловану

При інженерно-геологічних дослідженнях у районах розвитку карсту необхідно встановити геологічні, гідрологічні і геоморфологічні умови розвитку карсту; розповсюдження, характер та інтенсивність проявів карсту; оцінку стійкості території відносно карстових провалів й осідань;

особливості фізико-механічних властивостей ґрунтів і гідрогеологічних умов, пов'язаних із карстом, тощо. Особливу увагу приділяють виявленню та оконтурюванню в товщі порід ослаблених розущільнених зон і порожнин. Ці роботи можуть виконуватися за допомогою буріння, динамічного, статичного або вібраційного зондування з використанням згущеної сітки розміщення виробок (відстань між виробками менше ніж 20 м) (див. рис. 5.34).

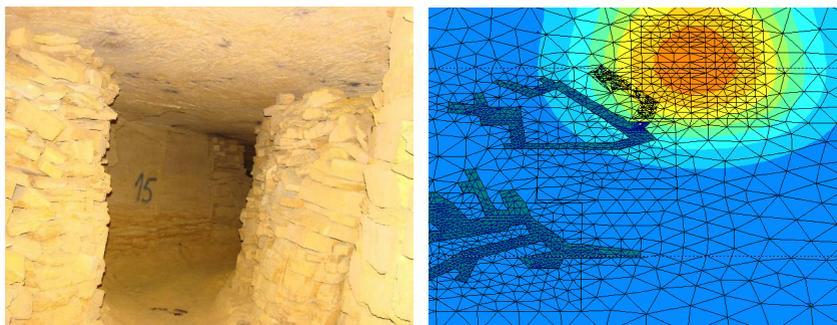


Рис. 5.34. Моделювання ґрунтового масиву з підземними порожнинами

Не допускається використання безкерового буріння. Для визначення фільтраційних властивостей порід виконують польові дослідно-фільтраційні роботи – відкачки і нагнітання води зі свердловин, для визначення зон проникнення і ліній току підземних вод використовують індикаційні методи (хімічний, електрохімічний, колориметричний, радіоіндикаторний). При проведенні таких робіт необхідно дотримуватися вимог до охорони навколишнього середовища, щоб не спровокувати активізації карстових процесів та явищ, пов'язаних із ними. Лабораторні дослідження повинні включати визначення складу й фізико-механічних властивостей порід, а також заповнювача карстових порожнин та тріщин.

6. ЛАБОРАТОРНИЙ ПРАКТИКУМ

ЛАБОРАТОРНА РОБОТА № 1 ВИЗНАЧЕННЯ СТРУКТУРИ, ТЕКСТУРИ, МІНЕРАЛЬНОГО СКЛАДУ ГІРСЬКИХ ПОРІД

Мета роботи: за допомогою мікроскопа типу «Біолам Р1 У4.2», по декількох зразках визначити структуру, текстуру, мінерального складу гірської породи, аби після вивчення їх зовнішніх ознак віднести до відповідної групи і встановити назву.

1. При випробуванні застосовується мікроскоп типу «Біолам Р1 У4.2», який зображено на рис. 6.1;

2. Колекція шліфів гірських порід;

3. Методичні вказівки до виконання лабораторної роботи «Визначення структури, текстури, мінерального складу гірських порід».

Методика випробування.

1. За допомогою мікроскопа та неозброєним оком ретельно досліджують *зовнішній вигляд* зразка породи та встановлюють:

- колір зразка гірської породи;
- *структуру* зразка гірської породи;
- *текстуру* зразка гірської породи;

- за допомогою класифікаційних таблиць, представлених у методичних вказівках до виконання лабораторної роботи «Визначення структури, текстури, мінерального складу гірських порід» встановлюють *назву* породи; усі встановлені ознаки та властивості породи, *мінеральний склад* та записують у журнал лабораторних робіт, доповнюючи текст інженерно-геологічною характеристикою.

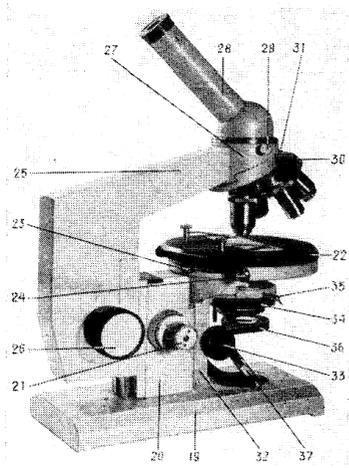


Рис. 6.1. Мікроскоп типу
«Біолам Р1 У4.2»

Основа 19, що забезпечує стійке положення мікроскопа на поверхні робочого столу. Коробка 20 з механізмом мікрометричного фокусування кріпиться до основи. Механізм мікрометричного фокусування складається із системи зубчастих коліс, сектора-важеля і трибки, на осі якої закріплені рукоятки 21; механізм приводиться в дію обертанням рукояток 21, розташованих праворуч і ліворуч на коробці. Праворуч на осі рукояток укріплений барабан зі шкалою, розділеною на 50 частин. Кожен п'ятий розподіл позначений цифрами від «0» до «9». За шкалою барабана можливо визначити величину підйому чи опускання тубуса Один оборот барабана відповідає переміщенню

тубуса на 0,1 мм. Загальна величина переміщення тубуса від упора до упора – не менш 2 мм. Верхній диск круглого предметного столика 22 можна обернути рукояткою для чого необхідно опустити гвинт 23. Крім того, за допомогою двох гвинтів 24 (праворуч і ліворуч) і пружини в передній частині столика його можна переміщати для центрування, що дозволяє привести в поле зору потрібну ділянку. Тубусоутримувач 25, що має прямокутну форму, у нижній частині з двома рукоятками 26 для грубого фокусування мікроскопа. Поворотом рукояток назустріч один одному можна регулювати хід механізму грубого фокусування. У верхній частині тубусоутримувача закріплена головка 27 з направляючого типу «хвіст ластівки» для револьвера і гніздом для монокулярної (або біокулярної) насадки 28, що кріпиться гвинтом 29. Форма тубусоутримувача дозволяє поміщати на столик мікроскопа предмети великих розмірів. На револьвері 30 є чотири отвори з різьбленням для вгвинчування об'єктивів. Центроване положення об'єктивів забезпечується фіксатором (засувкою), розташованим усередині револьвера. У верхній частині револьвера мається направляюча типу «хвіст ластівки» для установки його на головку тубусоутримувача. Правильне положення револьвера відповідно осі тубуса фіксується гвинтом 31.

Примітка. Гайку і гвинт неможна відкручувати, бо при цьому порушується центрування револьвера.

Кронштейн 32 конденсора укріплений на коробці 20, переміщення кронштейна проводиться рукояткою 33. Кронштейн має циліндричну гільзу для конденсатора в корпусі 34, що кріпиться в гільзі гвинтом 35, розташованим на кільці кронштейна збоку. На двохлінзовому конденсаторі КОН-3 мікроскопа є ірисова діаграма, яка відкривається і закривається з допомогою рукоятки, і допоміжною відкидною лінзою в оправі 36. Під конденсатором встановлюється дзеркало в оправі 37, яке має дві відзеркалюючі поверхні: плоску і увігнуту. Увігнута поверхня використовується при роботі без конденсатора із об'єктивами малих збільшень.

Зразок №1

1. Колір _____
2. Структура _____
3. Текстура _____
4. Мінеральний склад _____
5. Особливі ознаки _____
6. Особливі властивості _____

Висновок

Найменування генетичної групи порід _____
Найменування гірської породи _____

1. Колір _____
2. Структура _____
3. Текстура _____

7. Мінеральний склад _____
8. Особливі ознаки _____
9. Особливі властивості _____

Висновок

Найменування генетичної групи порід _____

Найменування гірської породи _____

Зразок №3

1. Колір _____
2. Структура _____
3. Текстура _____
10. Мінеральний склад _____
11. Особливі ознаки _____
12. Особливі властивості _____

Висновок

Найменування генетичної групи порід _____

Найменування гірської породи _____

Зразок №4

1. Колір _____
2. Структура _____
3. Текстура _____
13. Мінеральний склад _____
14. Особливі ознаки _____
15. Особливі властивості _____

Висновок

Найменування генетичної групи порід _____

Найменування гірської породи _____

Зразок №5

1. Колір _____
2. Структура _____
3. Текстура _____
16. Мінеральний склад _____
17. Особливі ознаки _____
18. Особливі властивості _____

Висновок

Найменування генетичної групи порід _____

Найменування гірської породи _____

Висновок

Найменування генетичної групи порід _____

Найменування гірської породи _____

ЛАБОРАТОРНА РОБОТА № 2
**ВИЗНАЧЕННЯ ЩІЛЬНОСТІ ГІРСЬКИХ ПОРІД
МЕТОДОМ РІЖУЧИХ КІЛЕЦЬ**

Мета роботи: визначити щільність гірської породи (грунту). Це маса одиниці об'єму ґрунту. Визначається експериментально як відношення маси зразка ґрунту до його об'єму:

$$\rho = \frac{m_1 + m_2}{V_1 + V_2}. \quad (6.1)$$

Вимірюється в г/см^3 або т/м^3 . Визначення щільності ґрунтів, які при відборі зразків зберігають структуру і в той же час піддаються обробці ножем, здійснюють за методом *ріжучих кілець*. Маса та внутрішній об'єм цих кілець відомі. Після визначення маси кільця з ґрунтом на терезах із цієї величини вираховують масу кільця, а отриманий результат ділять на внутрішній об'єм кільця (рис. 6.2).

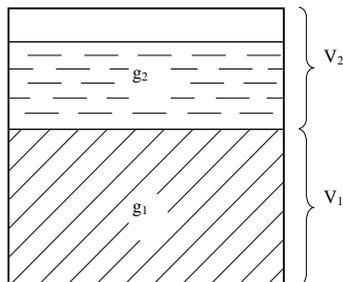


Рис. 6.2. Схема складових компонентів зразка гірської породи (грунту)

Цей метод може бути використаний для осадових гірських порід – глин, суглинків, супісків, пісків, із яких можна вирізати зразок ріжучим кільцем.

Методика випробування.

1. За допомогою штангенциркуля вимірюють внутрішній діаметр і висоту ріжучого кільця та визначають його об'єм V . Зважують кільце на вагах із точністю до 0,01 г й отримують вагу кільця g_1 .

2. Кільце встановлюють загостреною стороною на зачищену та вирівняну поверхню моноліту гірської породи. Гострим ножем обережно вирізають стовпчик гірської породи, діаметр якого на 1 мм більше від внутрішнього діаметра кільця. По мірі вирізання кільце поступово насаджують на стовпчик гірської породи. Зайва порода зрізається при цьому ріжучою кромкою кільця. Після того як стовпчик породи виступить над верхнім краєм кільця, зайву породу зрізають урівень із нижнім і верхнім краєм кільця.

3. Кільце з породою зважують на технічних вагах й отримують вагу g . Визначивши вагу породи $g = g_2 - g_1$, визначають її щільність

$$\rho = \frac{g}{V}. \quad (6.2)$$

4. Результати визначення щільності гірських порід заносять у табл. 6.1.

Таблиця 6.1

№ зразка	Маса пустого кільця, g1, Г	Маса кільця з грунтом, g2, Г	Маса зразка породи, g, Г	Об'єм кільця, V, см ³	Щільність зразка, ρ , г/см ³	Середня щільність породи, $\rho_{ср}$, г/см ³	Примітки
1							
2							
3							
4							
5							
6							

Висновок.

ЛАБОРАТОРНА РОБОТА № 3 ВИЗНАЧЕННЯ ВОЛОГОСТІ ГІРСЬКОЇ ПОРОДИ

Мета роботи: визначити природну вологість гірської породи (грунту). Природною вологістю ґрунту є відношення всієї маси води, що вміщується в порах зразка ґрунту в природних умовах, до маси скелету зразка ґрунту. Визначають природну вологість шляхом висушування зразка ґрунту до постійної ваги при температурі 105 – 107⁰С. Вологість, визначену по відношенню до маси висушеного зразку ґрунту, називають ваговою (абсолютною) вологістю ґрунту, а визначену по відношенню до об'єму ґрунту – об'ємною вологістю ґрунту.

Природна вологість є важливою характеристикою фізичного стану ґрунту, що визначає його міцність і деформативність.

Обладнання: ваги технічні, алюмінієві або скляні бюкси, ексикатор, сушильна шафа, журнал.

Методика випробування.

1) У зважений бюкс кладуть 10 – 15 г ґрунту, відібраного із середини моноліту, бюкс закривають кришкою і зважують (q_2).

2) Після зважування прикритий бюкс ставлять у сушильну шафу, де зразок ґрунту висушується при температурі 105 – 107⁰ С до постійної ваги, яка встановлюється періодичними повторюваними зважуваннями : перше зважування виконується через 4 – 5 годин, друге і наступні через 1 – 2 години.

3) Бюкс з висушеним зразком ґрунту закривають кришкою, охолоджують в ексикаторі і зважують (q_3).

4) Результати визначення щільності гірських порід заносять у табл. 6.2.

Таблиця 6.2

№ бюкса	Маса бюкса, г			Маса води, $q_2 - q_3$, г	Маса скелета ґрунту, $q_3 - q_1$, г	Природна вологість, W_{np} , %
	порожнього, q_1	з вологим ґрунтом, q_2	з сухим ґрунтом, q_3			

Природна вологість розраховується за формулою

$$W_{np} = \frac{q_2 - q_3}{q_3 - q_1}; \quad (6.3)$$

Відношення різниці між вагою зразка ґрунту до і після висушування до ваги абсолютно сухого зразка ґрунту і помножене на 100, становить вологість у процентах. Розрахунки вологості зразка ґрунту виконуються з точністю до 0,1%.

Для кожного зразка ґрунту виконується 2 – 4 визначення природної вологості, по яких визначається середньоарифметичне значення з точністю до 1%.

Висновок. _____

ЛАБОРАТОРНА РОБОТА № 4
**ВИЗНАЧЕННЯ ЧИСЛА ПЛАСТИЧНОСТІ ГЛИНИСТИХ ГІРСЬКИХ
 ПОРІД І ПОКАЗНИКА ТЕКУЧОСТІ**

Мета роботи: визначити числа пластичності глинистих гірських порід (грунтів) та показника текучості.

Методика випробування.

1. Для проведення роботи заздалегідь готують пасту з глинястого ґрунту. Для цього висушений ґрунт розтирають у ступці, просіюють його через сито з отворами 2 мм і замішують дистильованою водою до сметаноподібного стану. Пастою заповнюють металеві чашки, вирівнюють поверхню ґрунту шпателем і залишають у вологому ексикаторі на добу.

2. Після добового витримування пасти на її поверхню спокійно опускають балансирний конус Васильєва масою 76 г. Занурення конусу в ґрунт на глибину 1,0 см (до позначки) за 5 с говорить за те, що вологість ґрунту знаходиться на межі текучості W_L . Якщо конус за цей час занурюється на глибину менше або більше від 1,0 см, то в ґрунт відповідно додають води або сухого ґрунту і після перемішування повторюють дослід, поки конус не зануриться до риски.

3. Для визначення цієї вологості в бюксе вміщують не менше ніж 10 г ґрунтової пасти і після зважування висушують у сушильній шафі при температурі 105°C до постійної маси.

4. Для визначення вологості ґрунту на межі розкочування беруть шматочок ґрунту й розкочують його на склі в джгут діаметром 3 мм. У навчальних цілях можна розкочування виконувати на папері. Коли ґрунт при черговому розкочуванні розпадається на окремі частини (довжиною 3-10 мм), вважають, що його вологість знаходиться на межі розкочування (пластичності) W_P .

5. Для визначення цієї вологості в бюксе вміщують не менше ніж 10 г шматків ґрунту і після зважування висушують у сушильній шафі при температурі 105°C до постійної маси.

Вологість виражають у відсотках або частках одиниці.

Результати дослідів заносять до табл. 6.3.

Таблиця 6.3

Межі пластичності	Номер бюкси	Маса бюкси q_1 , Г	Маса бюкси з вологим ґрунтом q_2 , Г	Маса бюкси із сухим ґрунтом q_3 , Г	Вологість ґрунту $W = \frac{q_2 - q_3}{q_3 - q_1} 100\%$
W_L текучості					
W_P розкочування					

5. Назва глинистого ґрунту визначається за числом пластичності I_P

$$I_P = W_L - W_P. \quad (6.4)$$

Супісок $1 \leq I_P \leq 7$

Суглинок $7 < I_P \leq 17$

Глина $I_P > 17$

При $I_P =$ _____ ґрунт має назву _____

Записують інші числа пластичності, взяті в інших бригадах:

1. $I_P =$ _____ ; 2. $I_P =$ _____ ; 3. $I_P =$ _____ ;

4. $I_P =$ _____ ; 5. $I_P =$ _____ ; 6. $I_P =$ _____ .

Середнє значення числа пластичності $I_P =$ _____ .

При $I_P =$ _____ ґрунт має назву _____

6. Показник текучості визначають за формулою

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P}, \quad (6.5)$$

де W – вагова вологість ґрунту, задається викладачем.

Таблиця 6.4

Види глинистих ґрунтів залежно від показника текучості I_L .

Суглинки і глини	Показник текучості	Супіски
тверді	$I_L < 0$	тверді
напівтверді	$0 \leq I_L \leq 0,25$	пластичні
тугопластичні	$0,25 < I_L \leq 0,50$	
м'якопластичні	$0,50 < I_L \leq 0,75$	
текучопластичні	$0,75 < I_L \leq 1,0$	текучі
текучі	$I_L > 1,0$	

Висновок. _____

**ЛАБОРАТОРНА РОБОТА № 5
ВИЗНАЧЕННЯ ГРАНУЛОМЕТРИЧНОГО СКЛАДУ ПІЩАНИХ
ҐРУНТІВ**

Мета роботи: визначити гранулометричний склад піщаних ґрунтів.

Методика випробування.

1. Гранулометричний склад піщаного ґрунту визначають шляхом просіювання наважки ґрунту крізь колонку сит (для зручності доцільно величину наважки приймати рівною 100 г).

Якщо власна маса кожного з сит невідома, то перед просіюванням їх зважують із точністю до 0,01г.

Просіювання ведуть горизонтальними коливаннями колонки на столі після закриття її кришкою.

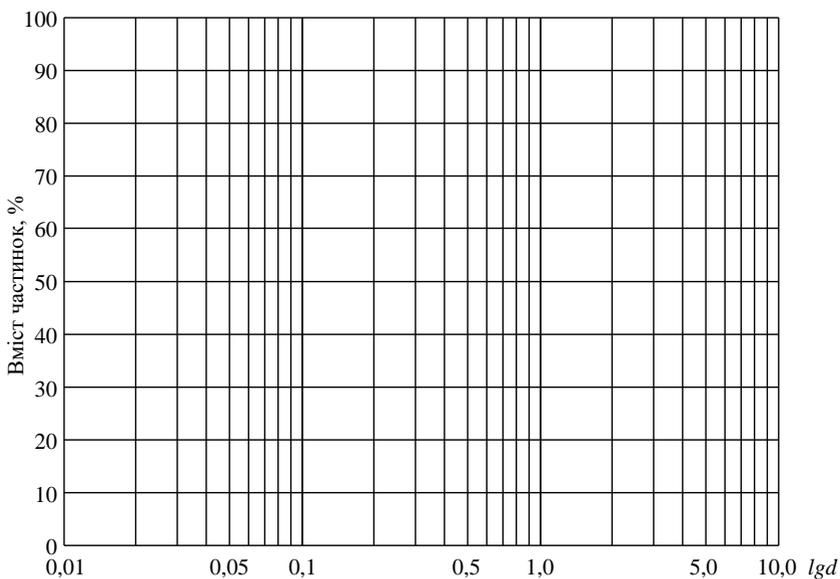


Рис. 6.3. Сумарна крива гранулометричного складу піщаного ґрунту

Далі сито із залишком наважки зважують, віднімають від результату масу порожнього сита і записують результат до табл. 6.5. Загальна маса всіх залишків має відрізнятись від маси наважки не більше ніж на 1%. Нев'язку додають або віднімають від маси фракцій пропорційно їхній частці так, щоб загальна сума вмісту фракцій становила 100%. Результати теж вміщують у таблицю 6.5.

Таблиця 6.5

Показник	Діаметри отворів сит d , мм				
	1,00	0,50	0,25	0,10	піддон
	Розміри фракцій, мм				
	>1,00	1-0,50	0,50-0,25	0,25-0,10	<0,10
Маса фракцій, г					
Уміст фракцій, %					
Сума мас фракцій ↑					
Сума мас фракцій ↓					

2. За відомостями таблиці 6.5 будують сумарну криву гранулометричного складу піщаного ґрунту в напівлогарифмічному масштабі (див. рис. 6.3):

3. За відомостями таблиці 6.6 визначають назву піску

Таблиця 6.6

Піски	Розмір зернин, часток, d , мм	Уміст зернин, часток, %, за масою
гравіюватий	> 2	> 25
крупний	$> 0,5$	> 50
середньої крупності	$> 0,25$	> 50
дрібний (мілкий)	$> 0,10$	≥ 75
пилуватий	$> 0,10$	< 75

Отже, в піщаному ґрунті вміст частинок, крупніших за _____

Таким чином, маємо пісок _____

Визначають d_{60} , d_{10} – діаметри часток, мм, менше від яких у ґрунті міститься відповідно 60% та 10% часток (за масою), використовуючи для цього графік гранулометричного складу (рис. 6.3).

4. Встановлюють ступінь неоднорідності гранулометричного складу

$$C_v = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (6.6)$$

Якщо $C_v \leq 3$ – пісок однорідний, якщо $C_v > 3$ – неоднорідний.

Висновок. _____

ЛАБОРАТОРНА РОБОТА № 6 ВИЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТА ФІЛЬТРАЦІЇ ПІСКУ

Мета роботи: визначити коефіцієнт фільтрації піщаних ґрунтів.

Методика випробування.

А. За орієнтовною формулою Хазена з використанням результатів визначення однорідності піску

$$k_f = C \cdot d_{10}^2 \cdot \tau = \quad \text{м/добу,} \quad (6.7)$$

де C – емпіричний коефіцієнт, який для однорідного піску приймають рівним 1000, а для неоднорідного – 600;

d_{10} – діаметр частинок, який встановлюють за кривою гранулометричного складу піску;

τ - температурний коефіцієнт, який визначають за виразом

$$\tau = 0,7 + 0,03 \cdot t^\circ = 0,7 + 0,03 \quad (6.8)$$

Б. За допомогою універсальної трубки КФ

1. Заповнюють ріжучий циліндр піском і після встановлення металеві сітки закривають кришкою.

2. Встановлюють телескопічне пристосування на позначку 0,6 (що відповідає гідравлічному градієнту 0,6) і опускають всередину ріжучий циліндр з піском.

3. Наливають у скляний мірний циліндр (сосуд Маріотта) воду і обережно встановлюють його отвором вниз на сітку. Для забезпечення водонасичення піску дослід розпочинають через 2-5 хв. після того, як до мірного циліндра почнуть прориватись бульбашки повітря. Мірний циліндр періодично поповнюють водою.

4. Визначають час, коли за шкалою мірного циліндра профільтрується 25-50 см³ води. Для градієнта I=0,6 дослід повторюють двічі, а результати заносять в таблицю 6.7.

5. Піднімають верхню частину телескопічного пристосування на градієнт I=0,8 і виконують аналогічно два досліди. Потім теж саме виконують при I=1,0.

6. Коефіцієнт фільтрації при заданій температурі води t визначають за формулою

$$k_f = \frac{864 \cdot Q}{T \cdot A \cdot I}, \text{ м/добу}, \quad (6.9)$$

де Q - обсяг води, яка профільтрувалася за час T, см³;

864 - розмірний коефіцієнт для переведення k_f з см/сек до м/добу;

T - час фільтрації;

A площа перерізу ріжучого циліндра, A=25см²;

I - гідравлічний градієнт.

7. Для визначення коефіцієнта фільтрації при стандартній температурі води t°=10°С використовують вираз

$$k_f^{10} = k_f / \tau, \text{ м/добу}, \quad (6.10)$$

Таблиця 6.7

Результати визначення k_f за допомогою трубки «КФ»

№ п/п	Гідравлічний градієнт I	Обсяг профільтрованої води Q, см ³	Час фільтрації T, с			Коефіцієнт фільтрації k _f , м/добу		
			досліди		середній	окреми	середній	при t°=10°С
			1	2				

Таблиця 6.8

№ п/п	Найменування піску	Коефіцієнт фільтрації k_f , м/добу	
		За формулою Хазена	За універсальною трубкою КФ

Висновок. _____

ЛАБОРАТОРНА РОБОТА № 7 ВИЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЕНТУ ФІЛЬТРАЦІЇ ГЛИНИСТИХ ҐРУНТІВ

Мета роботи: визначити коефіцієнт фільтрації глинистих ґрунтів.

Методика випробування.

1. Умонтовують кільце з ґрунтом у компресійний прилад. Штатив із лійкою закріплюють на висоті, при якій установлюється величина гідравлічного напору $H=30-50$ см.

2. Вилучають повітря з компресійного приладу шляхом пропускання води через нього у відкритий отвір у нижній частині приладу.

3. Після вилучення повітря закривають отвір затиском та зволожують зразок знизу. Повне зволоження відповідає початку витікання води через вивідну верхню трубку приладу. Коли рівень води в лійці і в скляній трубці понизиться, визначають час T , (с) за який рівень води в скляній трубці понизиться на величину y , (см). Наприклад, 10 поділок – 10 см.

4. Коефіцієнт фільтрації при заданій температурі визначають за формулою

$$k_f^{10} = \frac{h}{T} \cdot \frac{1}{\tau} \cdot \frac{d^2}{D^2} \left[-\ln\left(1 - \frac{y}{H}\right) \right], \quad (6.11)$$

де k_f^{10} – коефіцієнт фільтрації при температурі води $t^\circ=10^\circ\text{C}$, см/сек;

h – товщина зразка (висота кільця $h=2$ см);

T – тривалість досліду, с;

τ – поправка на температуру води за формулою (7.2);

d – внутрішній діаметр скляної трубки, $d=0,5$ см;

D – діаметр зразка (діаметр кільця $D=5,65$ см);

y – падіння рівня води в трубці, см, необхідно $y=7-10$ см;

H – гідравлічний напір. Відстань від верхньої риски скляної трубки до нижньої межі верхньої вивідної трубки.

5. Результати дослідів заносять у табл. 6.9:

Таблиця 6.9

№ п/п	Найменування глинястого ґрунту	Тривалість досліду T , с	Падіння рівня води u , см	Коефіцієнт фільтрації k_f^{10} , см/сек	Середній коефіцієнт фільтрації k_f^{10} , м/добу
1					
2					
3					
4					
5					
6					

Висновок. _____

ЛАБОРАТОРНА РОБОТА № 8 ВИЗНАЧЕННЯ ВЛАСТИВОСТЕЙ ГІРСЬКИХ ПОРІД ПРИ ОБВОДНЕНІ, СХИЛЬНИХ ДО НАБУХАННЯ

Мета роботи: визначити коефіцієнта відносного набрякання глинистих ґрунтів.

Методика випробування.

1. Ґрунтами, здатними до набрякання, вважають такі, в яких зволоження водою або іншою рідиною спричиняє збільшення об'єму, а коефіцієнт відносного набрякання в умовах відсутності зовнішнього тиску (вільне набрякання) $\varepsilon_{sl} \geq 0,04$.

2. Дослідження проводять у приладах ПНГ. На рис. 6.4 наведена схема приладу.

- 1 – кільце з ґрунтом
- 2 – індикатор
- 3 – підставка під індикатор
- 4 – перфорований диск
- 5 – перфорований штамп
- 6 – гвинти
- 7 – місткість для приладу
- 8 – рівень води

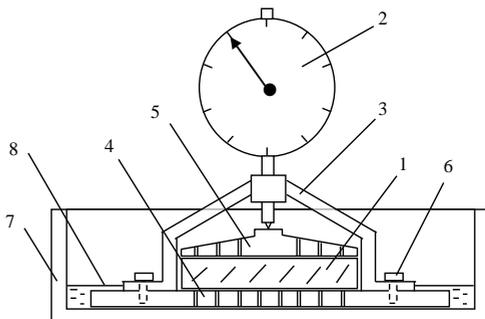


Рис. 6.4. Схема приладу ПНГ

3. В кільце відбирають зразок ґрунту ($h_0=10$ мм) і встановлюють у прилад на перфорований диск, попередньо проклавши фільтрувальний папір. Зверху на кільце з ґрунтом кладуть фільтрувальний папір та вкладають перфорований штамп. Установлюють індикатор. Стрілку лімба індикатора суміщають із нулем. У ємність заливають воду до рівня, що не перевищує висоти перфорованої підставки.

Визначають початкову вологість зразків ґрунту

$$W = \frac{q_2 - q_4}{q_4 - q_1}, \quad (6.12)$$

де q_1 – маса кільця, г, береться за тарувальними даними;

q_2 – маса кільця з ґрунтом на початку досліджень, г, зважують на лабораторних вагах;

q_4 – маса кільця з сухим ґрунтом, г, зважують після висушування в сушильній шафі.

4. Спостереження проводять через 1, 3, 5, 10, 20, 30, 45, 60 хвилин і заносять до табл. 6.10.

5. Коефіцієнт відносного набрякання визначають за формулою

$$\varepsilon_{sw} = \frac{\Delta h}{h_0}. \quad (6.13)$$

Після проведення досліджень будують графік у координатах: коефіцієнт відносного набрякання ε_{sw} – час спостережень T .

Визначають вологість набрякання зразків ґрунту

$$W = \frac{q_3 - q_4}{q_4 - q_1}, \quad (6.14)$$

де q_1, q_4 – те ж, що й у формулі (6.12);

q_3 – маса кільця з ґрунтом після досліджень, г, зважують на лабораторних вагах.

Таблиця 6.10

№	Тривалість спостережень t , хв	Початкова висота кільця з ґрунтом h_0 , мм	Деформація набрякання Δh , мм	Коефіцієнт відносного набрякання ε_{sw}
1	1	10		
2	3	10		
3	5	10		
4	10	10		
5	20	10		
6	30	10		
7	45	10		
8	60	10		

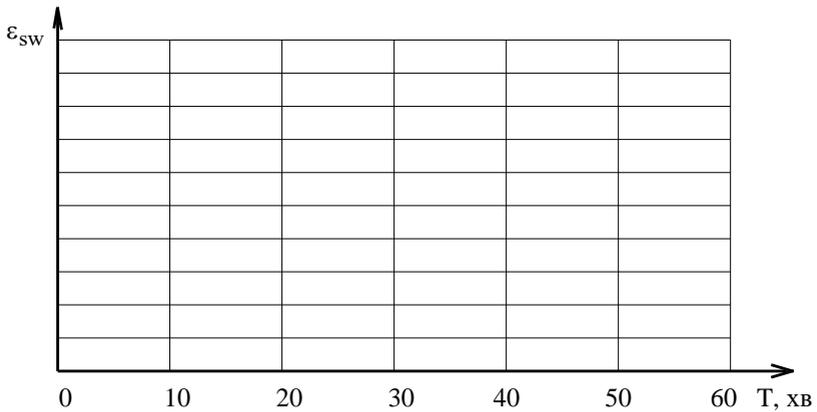


Рис. 6.5. Графік залежності коефіцієнта відносного набрякання ε_{sw} від часу спостережень T

Висновок. _____

ЛАБОРАТОРНА РОБОТА № 9 ВИЗНАЧЕННЯ КУТА ПРИРОДНОГО УКОСУ ПІЩАНОГО ҐРУНТУ

Мета роботи: визначити кут природного укосу піщаних ґрунтів.

Методика випробування.

1. Визначають кут природного укосу на зразках піщаного ґрунту:

- пісок крупний повітряно-сухий;
- пісок дрібний повітряно-сухий;
- пісок крупний та дрібний під водою.

2. Дослідження проводять на приладах із комплекту ПЛЛ-9. На рис. 6.6 приведена схема приладу.

Заповнюють малу камеру піском без ущільнення та динамічного впливу на нього. Обережно піднімають засувку. Пісок заповнює велику камеру. Похила його поверхня складає з горизонтальною кут α . Кут природного ухилу визначають за формулою

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{\ell}. \quad (6.15)$$

Для пісків кут природного ухилу одночасно є кутом внутрішнього тертя φ .

3. Для проведення іспитів під водою заповнюють малу камеру піском, а потім велику водою. Після того, як піднімають вгору засувку, вода повинна повністю покрити рівень піщаного ґрунту. При проведенні іспитів під водою, можливо, вода буде каламутна. Прилад залишають в спокої на декілька хвилин для осідання частинок.

Результати дослідів заносять до табл. 6.11.

Таблиця 6.11

№	Найменування ґрунту	Умова дослідів	h	ℓ	Tgα	α° (φ°)	Середнє значення
1	Пісок крупний	повітряно-сухий					
2							
3							
4	Пісок дрібний	повітряно-сухий					
5							
6							
7	Пісок крупний	під водою					
8							
9							
10	Пісок дрібний	під водою					
11							
12							

- 1 – корпус
- 2 – засувка
- 3 – мала камера
- 4 – велика камера
- 5 – шкала

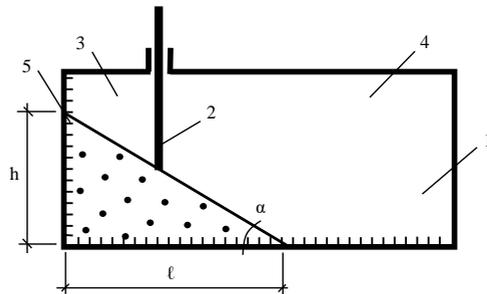


Рис. 6.6. Схема приладу для визначення кута природного укосу

Висновок. _____

ПРАКТИЧНА РОБОТА № 10 ПОБУДОВА КАРТИ ПОВЕРХНІ ҐРУНТОВИХ ВОД У ГІДРОІЗОГПСАХ

Мета роботи: провести побудову карти поверхні ґрунтових вод у гідроізогпсах для заданої ділянки.

Методика проведення роботи.

1. Відомості про особливості рельєфу ділянки, глибину розташування рівня ґрунтових вод (РГВ), відстань між свердловинами, де виявлено РГВ, масштаби побудови карти, а також коефіцієнт фільтрації водовміщуючих порід наведені в табл. 6.12 (для 10 варіантів).

2. Побудову починають із креслення на аркуші міліметрового паперу сітки з дев'яти свердловин, що знаходяться у кутах квадратів на відстані ℓ (див. схему рис. 6.7).

3. Біля кожної свердловини показують її номер, абсолютну позначку устя (поверхні землі) в чисельнику й абсолютну позначку РГВ (як різницю між

позначкою поверхні землі і глибиною залягання РГВ) у знаменнику. Розрахунки роблять за відповідним варіантом таблиці 6.12.

4. За допомогою палетки або за інтерполяцією спочатку знаходять на сторонах квадратів та на одній із діагоналей цілі (через 1 м) значення позначок поверхні, а далі, з'єднуючи однакові за величиною позначки плавною кривою лінією олівцем, одержують систему горизонталей.

Потім за допомогою тієї ж палетки на сторонах квадратів та на одній із діагоналей знаходять цілі (через 1 м) значення позначок РГВ, а далі, з'єднуючи однакові за величиною позначки плавною кривою лінією пастою блакитного кольору, одержують систему гідроізогіпс.

5. Суцільними стрілками на карті показують напрямок генерального потоку ґрунтової води.

6. Визначають гідравлічний напір за позначками РГВ на кінцях діагоналі в напрямку генерального потоку за виразом

$$I = \frac{H_1 - H_2}{L} \quad (6.16)$$

7. Визначають обсяг води, який фільтрується за одиницю часу через одиницю площі перерізу потоку ($A=1 \text{ м}^2$):

$$q = I \cdot k_f \cdot A \quad (6.17)$$

8. Визначають витрату плоского потоку ґрунтової води 1 м завширшки при середній товщині водоносного шару ($A=h \cdot 1,0$):

$$q_n = k_f \cdot A \cdot I \quad (6.18)$$

9. Карту вклеюють до журналу.

Таблиця 6.12

Номер виробки	Позначка поверхні землі	Номер варіанта (остання цифра шифру)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
		Глибина залягання від поверхні землі, м									
1	14,1	4,1	3,9	2,8	0,7	3,6	2,8	2,0	1,6	3,5	1,0
2	13,4	3,9	2,4	2,6	1,8	3,2	2,0	1,7	2,8	3,2	1,3
3	12,5	3,2	4,5	2,6	3,6	3,7	3,3	1,4	3,5	3,9	4,2
4	11,5	4,1	2,9	2,4	3,5	4,3	2,0	1,2	3,3	5,0	4,8
5	14,6	4,2	4,3	1,6	1,6	3,8	2,3	2,6	2,9	3,5	0,9
6	14,9	3,6	2,5	1,6	2,0	3,2	2,4	1,8	3,2	3,0	1,7
7	13,6	3,4	3,2	0,9	2,9	4,0	1,9	1,8	3,6	4,5	3,3
8	13,5	2,8	2,7	1,5	4,5	4,8	0,9	0,6	5,3	6,1	3,2
9	16,8	3,5	2,5	1,2	1,8	3,5	2,6	3,0	4,4	2,9	1,6
10	17,4	2,2	3,7	2,6	2,8	4,5	2,8	3,3	3,2	2,7	3,0
11	15,7	2,2	3,3	1,5	3,4	4,0	2,5	1,3	5,3	3,4	4,4
12	14,6	0,5	3,2	1,7	4,4	4,6	1,8	0,9	5,8	5,4	3,9

Висновок. _____

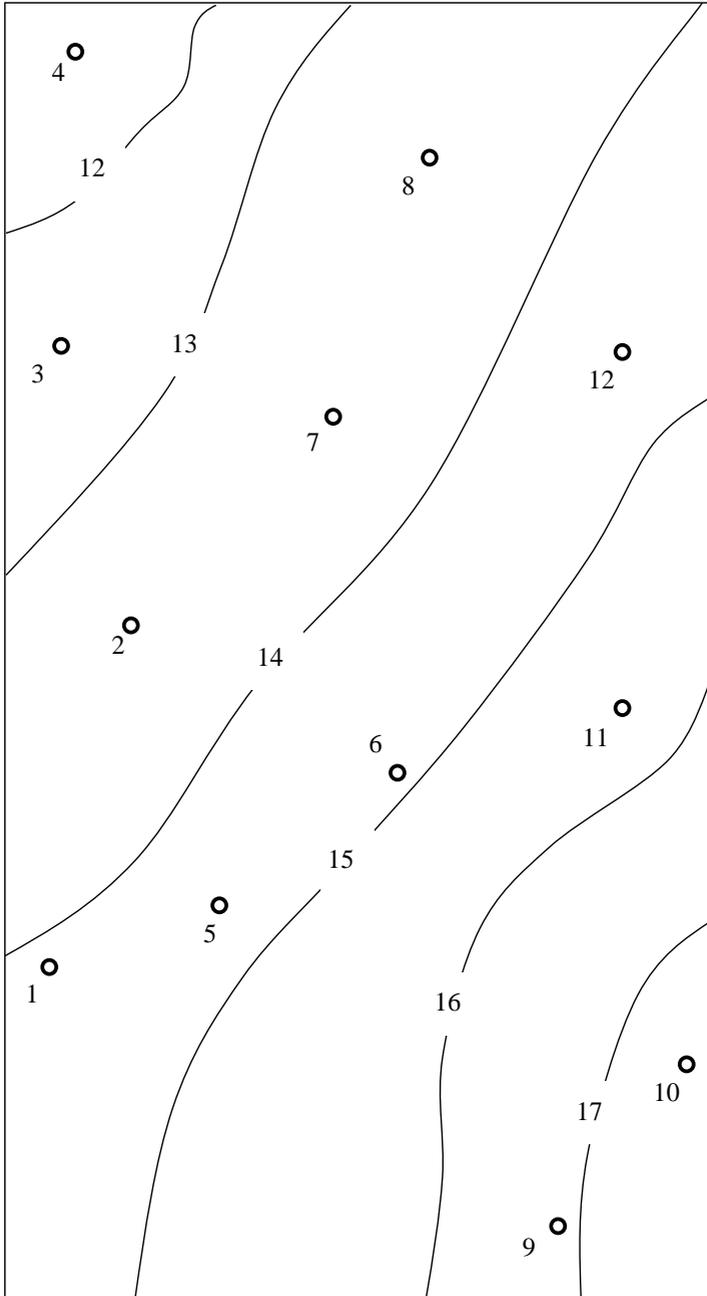


Рис. 6.7. Топографічна карта майданчика.

ПРАКТИЧНА РОБОТА № 11
ПОБУДОВА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНОГО РОЗРІЗУ

Мета роботи: провести побудову інженерно-геологічного розрізу для заданої ділянки.

Методика проведення роботи.

1. Інженерно-геологічні розрізи є важливими документами інженерно-геологічних досліджень. Вони дають наочне уявлення про характер залегання ґрунтів і гідрогеологічні умови. Будують інженерно-геологічні розрізи за розвідувальними виробками (шурфи й свердловини), які розміщують на ділянці з відстанню між ними від 20 до 100 м. Побудову інженерно-геологічного розрізу виконують не менше ніж за трьома розвідувальними виробками.

2. На рис. 6.8 показано розташування виробок, а в табл. 6.13 наведені позначки горизонталей та відстань між свердловинами (для 10 варіантів).

Таблиця 6.13

№ п/п	Позначка горизонталей, м			Відстань між свердловинами, м	
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	ℓ_1	ℓ_2
1	72,00	72,50	73,00	30,0	30,6
2	68,25	68,00	67,75	25,8	25,5
3	62,00	62,50	63,00	33,2	33,2
4	81,00	81,50	81,00	35,0	35,0
5	39,00	39,25	39,50	31,4	31,4
6	75,50	75,00	74,50	29,3	29,3
7	75,00	75,50	75,00	39,2	39,2
8	48,50	48,00	47,50	41,1	41,1
9	53,00	53,50	53,00	40,8	40,8
0	59,00	59,50	60,00	32,7	32,7

Таблиця 6.14

№ п/п	Свердловини									Глибина підземних вод, м
	№ 1			№ 2			№ 3			
	Товщина шару ґрунту, м									
	ГРШ	ПГЕ-2	ПГЕ-3	ГРШ	ПГЕ-2	ПГЕ-3	ГРШ	ПГЕ-2	ПГЕ-3	
1	0,35	2,25	6,20	0,40	2,30	6,10	0,43	2,35	6,05	2,15
2	0,50	2,85	6,45	0,45	2,90	5,85	0,55	2,75	6,05	2,50
3	0,45	2,95	6,35	0,30	2,80	5,95	0,55	3,85	5,95	2,70
4	0,65	3,15	6,00	0,60	3,10	6,10	0,65	3,05	6,20	2,80
5	0,75	3,20	5,95	0,70	3,25	6,05	0,65	3,30	6,10	3,00
6	0,25	3,10	5,85	0,35	3,05	5,90	0,30	3,00	6,05	2,85
7	0,35	2,95	6,30	0,30	2,90	6,10	0,40	3,05	6,30	2,40
8	0,45	2,75	6,20	0,50	2,95	6,30	0,55	2,00	6,20	2,30
9	0,65	2,65	6,05	0,70	2,70	6,25	0,75	2,75	6,15	2,35
0	0,55	2,85	6,15	0,50	2,80	6,10	0,45	2,90	6,10	2,20

3. Побудову інженерно-геологічного розрізу виконують на міліметровому папері.

4. Використовуючи дані табл. 6.14, визначають товщину трьох ґрунтових шарів та глибину підземних вод (10 варіантів).

5. У масштабі 1:100 будують лінійку позначок.

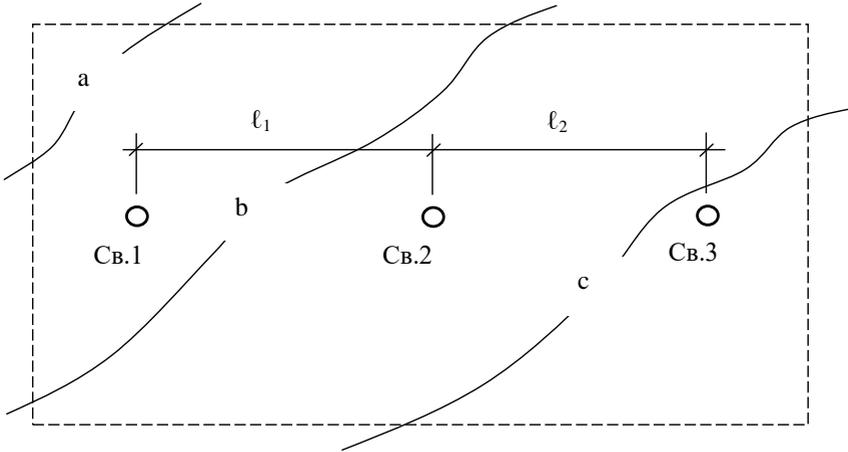


Рис. 6.8. Схема розташування виробок

6. На інженерно-геологічному розрізі показують умовні позначення:



Ґрунтово-рослинний шар



Суглинки



Піски



Ґлини



Супіски



Просадочні ґрунти

— WL — Рівень підземних вод



Свердловина нижче від рівня підземних вод

7. Під інженерно-геологічним розрізом розміщують табл. 6.15.

Таблиця 6.15

№ свердловини	1	2	3
позначка устя свердловини	71,00	71,25	71,50
відстань між свердловинами	30,00	30,00	
позначка рівня підземних вод	68,20	68,30	68,10

Висновок.

ПРАКТИЧНА РОБОТА № 12
ВИЗНАЧЕННЯ ПРИТОКУ ВОДИ ДО ВОДОЗАБІРНИХ СПОРУД

Мета роботи: визначити приток води до водозабірних споруд за різних інженерно-геологічних умов.

Методика проведення роботи.

1. Накреслити розрахункові схеми досконалого й недосконалого колодязя (свердловини) з поясненням параметрів.

2. Визначити приплив води до досконалої і недосконалої свердловини, влаштованої в ненапірних водах (дані в табл. 6.16, 6.17 та 6.18), за формулою

$$Q = 1,37 \cdot k_f \frac{H^2 - h^2}{\lg R - \lg r}, \quad (6.19)$$

де k_f – коефіцієнт фільтрації, м/добу; H – потужність водоносного шару, м; h – висота стояння води в колодязі після зниження рівня, м; R – радіус депресії, м:

$$R = 1,95S \sqrt{H \cdot k_f}, \quad (6.20)$$

S – величина зниження рівня води в колодязі, м; r – радіус свердловини, м.

Таблиця 6.16

Вихідні дані для визначення притоку води в досконалий колодязь

Номер варіанта	Глибина водотриву	Глибина рівня ґрунтових вод	Товщина водоносного шару, H, м	Зниження рівня води в свердловині, S, м	Глибина води в свердловині після пониження, h, м	Коефіцієнт фільтрації водоносного шару, k_f , м/добу	Діаметр свердловини D, см	Радіус депресії, R, м
1	10	4		3		9	20	
2	12	5		3		11	30	
3	14	6		3		7	30	
4	11	5		2		12	20	
5	13	5		4		8	25	
6	14	7		2		5	30	
7	9	4		2		15	20	
8	12	3		4		14	25	
9	8	3		3		10	30	
0	15	6		5		7	20	

3. Викреслити розрахункову схему досконалого та недосконалого колодязя (свердловини), влаштованого в напірному водоносному шарі, з поясненням параметрів.

4. Визначити приплив води в свердловину, влаштовану в напірних водах (дані в табл. 6.18), за формулою

$$Q = 2,73 \cdot k_f \cdot a \frac{H - h}{\lg R - \lg r} . \quad (6.21)$$

Таблиця 6.17

Вихідні дані для визначення притоку води в недосконалий колодязь

Номер варіанта	Глибина водотриву	Глибина рівня ґрунтових вод	Глибина свердловини	Глибина стояння води в свердловині, м	Глибина активної зони, H_0 , м	Зниження рівня води в свердловині, S , м	Умовна глибина води в свердловині після зниження, h_0 , м	Коефіцієнт фільтрації водоносного шару, k_f , м/добу	Діаметр свердловини D , см	Радіус депресії, R , м
1	20	4	10			3		9	20	
2	22	5	12			3		11	30	
3	24	6	14			3		7	30	
4	21	5	11			2		12	20	
5	23	5	13			4		8	25	
6	24	7	14			2		5	30	
7	19	4	9			2		15	20	
8	22	3	12			4		14	25	
9	20	3	8			3		10	30	
0	25	6	15			5		7	20	

Таблиця 6.18

Вихідні дані для визначення притоку води в свердловину, влаштовану в напірних водах

Номер варіанта	Напір води у водоносному шарі, H , м	Зниження напору води, S , м	Напір води в свердловині після зниження, h , м	Товщина водоносного шару, a , м	Коефіцієнт фільтрації водоносного шару, k_f , м/добу	Діаметр свердловини D , см	Радіус депресії, R , м
1	11	4		4	22	30	70
2	13	5		6	18	20	55
3	10	3		4	5	20	50
4	12	4		5	25	30	80
5	18	5		6	14	20	60
6	14	6		6	10	25	60
7	10	4		4	8	25	50
8	15	6		7	12	20	90
9	17	3		7	9	25	40
0	16	6		5	13	30	75

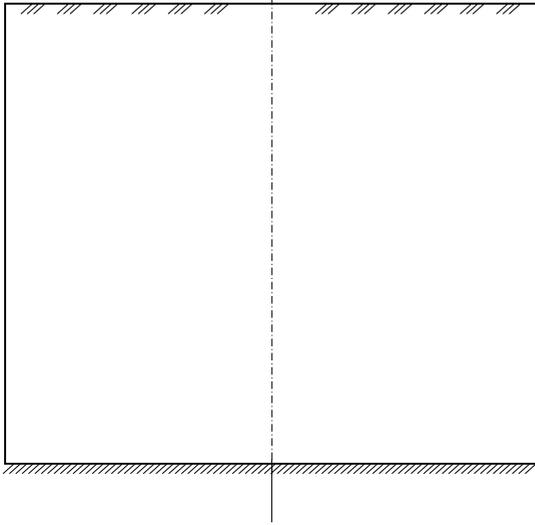


Рис. 6.9. Розрахункова схема припливу води до досконалого колодязя в ненапірному водоносному шарі

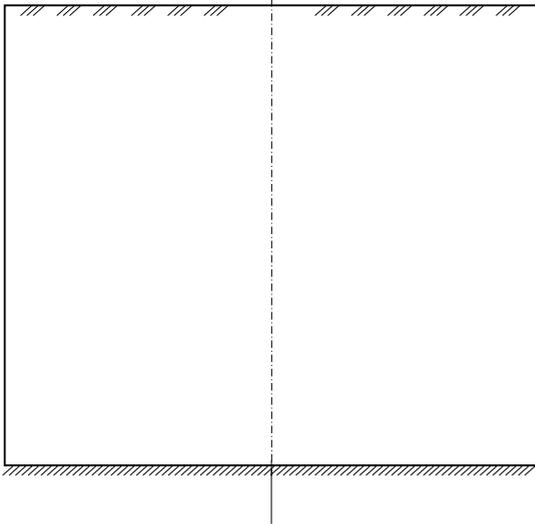


Рис. 6.10. Розрахункова схема припливу води до недосконалого колодязя в ненапірному водоносному шарі

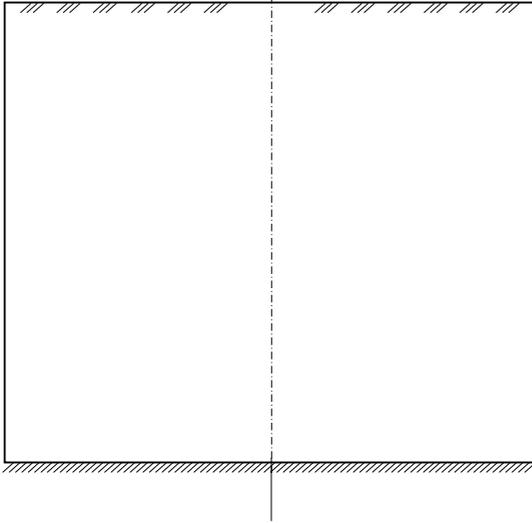


Рис. 6.11. Розрахункова схема припливу води до досконалого колодязя, влаштованого в напірному водоносному шарі

Висновок _____

ПРАКТИЧНА РОБОТА № 13 ВИЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТУ ВІДНОСНОЇ ПРОСАДОЧНОСТІ ГРУНТІВ

Мета роботи: визначити коефіцієнт відносної просадочності за результатами випробувань зразків просадочних ґрунтів у компресійному приладі.

Методика проведення роботи.

Коефіцієнт відносної просадочності визначають за формулою

$$\varepsilon_{sl} = \frac{h_{n.p.} - h_{sat.p.}}{h_{n.g.}}, \quad (6.22)$$

де $h_{n.p.}$ – висота зразка природної вологості при вертикальному тиску P ;
 $h_{sat.p.}$ – висота зразка після його повного водонасичення при вертикальному тиску P ; $h_{n.g.}$ – висота зразка природної вологості при вертикальному тиску, рівному природному, $\sigma_{zg} = 0,025 \text{ МПа}$.

Вихідні дані для розв'язання даної задачі приймаються згідно з табл. 6.19.

Якщо $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$ ґрунт вважають просадочним.

Таблиця 6.19

<i>Передостання цифра шифру</i>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Тиск Р, МПа	0,05	0,10	0,15	0,17	0,20	0,25	0,27	0,30	0,35	0,40
<i>Остання цифра шифру</i>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
Номер рис.	13.1	13.2	13.3	13.4	13.5	13.6	13.7	13.8	13.9	13.10

Висновок

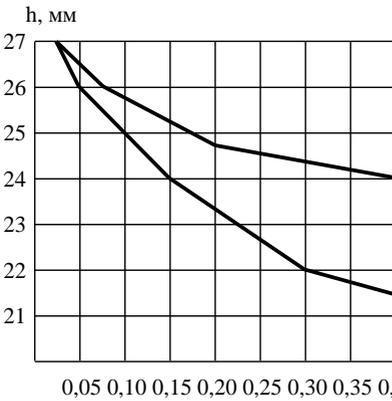


Рис. 6.12

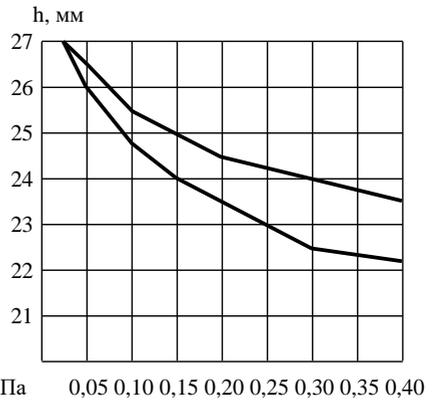


Рис. 6.13

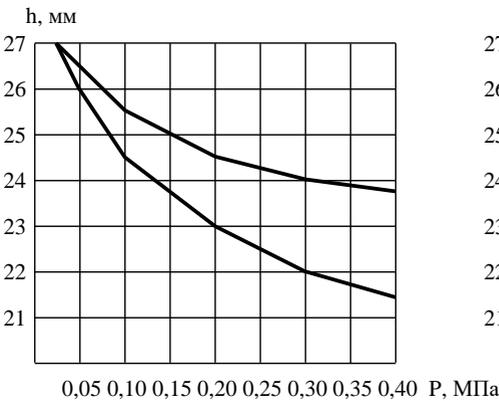


Рис. 6.14

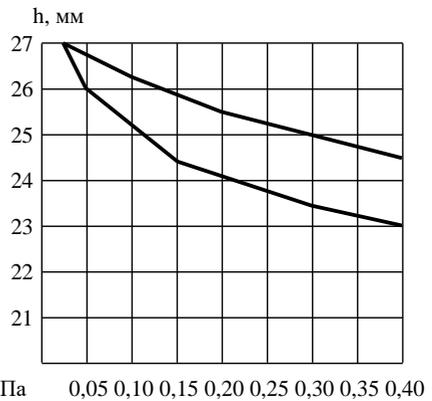
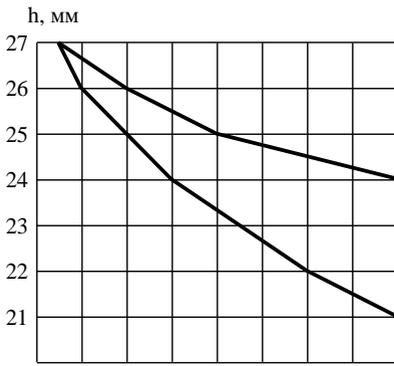
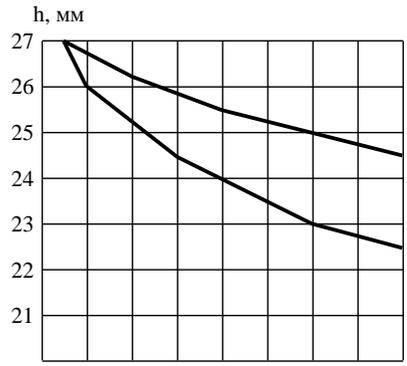


Рис. 6.15



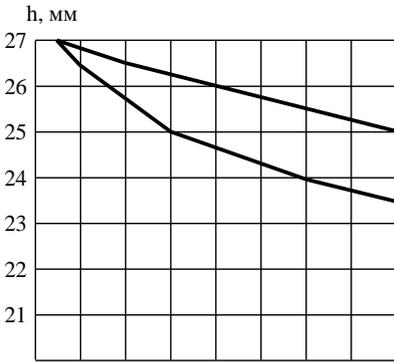
0,05 0,10 0,15 0,20 0,25 0,30 0,35 0,40 P, МПа

Puc. 6.16



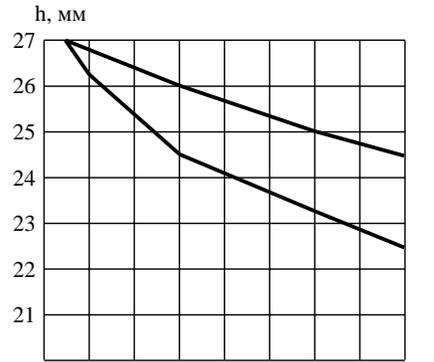
0,05 0,10 0,15 0,20 0,25 0,30 0,35 0,40 P, МПа

Puc. 6.17



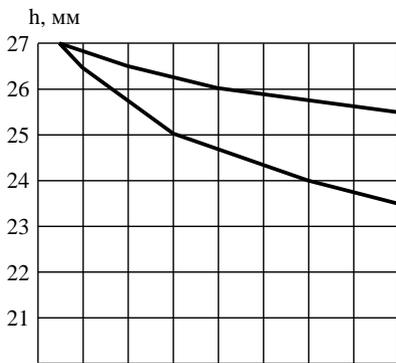
0,05 0,10 0,15 0,20 0,25 0,30 0,35 0,40 P, МПа

Puc. 6.18



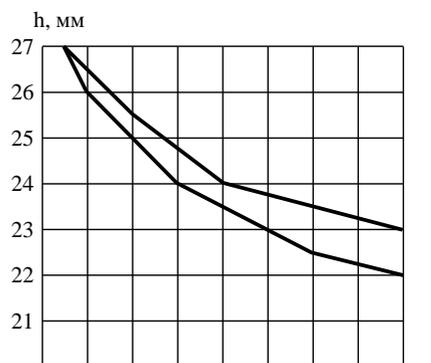
0,05 0,10 0,15 0,20 0,25 0,30 0,35 0,40 P, МПа

Puc. 6.19



0,05 0,10 0,15 0,20 0,25 0,30 0,35 0,40 P, МПа

Puc. 6.20



0,05 0,10 0,15 0,20 0,25 0,30 0,35 0,40 P, МПа

Puc. 6.21

ПРАКТИЧНА РОБОТА № 14
ОЦІНЮВАННЯ ПОТЕНЦІЙНОЇ ПІДТОПЛЮВАНОСТІ ТЕРИТОРІЇ

Мета роботи: оцінити потенційну підтоплюваність території.

Методика проведення роботи.

Оцінювання потенційної підтоплюваності території за вихідними даними (табл. 6.20) виконують на основі використання критерію потенційної підтоплюваності P :

$$P = \frac{h_e - \Delta h}{H_c}, \quad (6.23)$$

де h_e – рівень підземних вод до початку підтоплення, м; Δh – величина можливого підйому рівня ґрунтових вод, м; H_c – критичний підтоплюючий рівень підземних вод, м.

$$\Delta h = \sum t_i v_i,$$

де t_i – проміжок часу, за який відбудеться підйом рівня ґрунтових вод, років;
 v_i – швидкість підйому підземних вод (див. табл. 6.23), м/рік.

Для визначення величини можливого підйому ґрунтових вод необхідно за табл. 6.21 визначити класифікаційну групу підприємства. За інженерно-геологічними умовами визначають номер схеми природних умов (таблиця 6.22). Потім, користуючись табл. 6.23, визначають тип підтоплюваності та, маючи швидкість підйому підземних вод, величину можливого підйому підземних вод. Для будівель I класу розрахунковий період дорівнює 25 років, II класу – 15 років (у нашому випадку всі будівлі належать до I класу).

Висновок. _____

Таблиця 6.20

Остання цифра шифру	Питома витрата води, м ³ /добу на 1 га площі підприємства	Інженерно-геологічні умови	Товщина шару	Глибина залягання підземних вод, І _с , м	Критичний підтоплюючий рівень підземних вод, Н _с , м
1	10000	Шар 1 – піски; Шар 2 – корінні породи	7	8,3	3,0
2	9000	Шар 1 – супіски; Шар 2 – морені глини.	12	7,5	2,5
3	54000	Шар 1 – суглинки лесовидні; Шар 2 – глини.	18	22	4,0
4	31000	Шар 1 – суглинки; Шар 2 – глини.	4	16,8	4,5
5	67000	Шар 1 – супіски просадочні; Шар 2 – глини.	15	18,5	2,5
6	410	Шар 1 – супіски; Шар 2 – морені глини.	9	6,4	3,2
7	28000	Шар 1 – суглинки; Шар 2 – глини.	3	19,1	5,4
8	47500	Шар 1 – суглинки лесовидні; Шар 2 – глини.	13	21,6	6,0
9	6000	Шар 1 – суглинки; Шар 2 – глини.	11	9,3	1,0
0	12000	Шар 1 – піски; Шар 2 – глини.	8	9,5	2,5

При $P \leq 1$ територія потенційно підтоплювана, а при $P > 1$ – потенційно невідтоплювана.

Таблиця 6.21

Класифікація груп підприємств

Класифікаційна група підприємств	Питома витрата води, м ³ /добу на 1 га площі підприємства	Галузь промисловості
А	15000-18000 і більше	Целюлозна, енергетична, частково металургійна
Б	15000-5000	Хімічна, нафтохімічна, металургійна, гірничо-збагачувальні фабрики і комбінати
В	5000-500	Машинобудівна, верстатобудівна, трубопрокатні заводи
Г	500-50	Текстильна, легка, будматеріалів, харчова тощо
Д	<50	Елеватори, борошномельні заводи, хлібоприймальні пункти тощо

Таблиця 6.22

Номер схеми природних умов	Типові літологічні розрізи	Товщина шару, м	Глибина підземних вод, м
1	Шар 1 – лесовидні суглинки і супіски просадочні Шар 2 – (водотрив) – глини, піщаники, аргіліти, вапняки тощо	До 25	15-25
2	Шар 1 – супіски, суглинки, піски флювіогляціальні Шар 2 – (водотрив відносний) – глини і суглинки морені	До 15	До 10
3	Шар 1 – суглинки або супіски покривні малої товщини Шар 2 – (водотрив) – глини набрякаючі	1-5	Більше 15
4	Шар 1 – суглинки, супіски, піски пилюваті, дрібні, крупні, галька Шар 2 – (водотрив) – корінні породи	До 10	5-10
5	Шар 1 – суглинки і супіски просадочні і засолені Шар 2 – (водотрив відносний) – щебінь, жорства з глинистим та піщаним заповнювачем	До 15	15-20
6	Шар 1 – суглинки лесовидні просадочні (шаром великої товщини)	Більше ніж 15	30-50

Таблиця 6.23

Тип території промислових підприємств за потенційною підтоплюваністю

Тип підтоплюваності	Схема природних умов	Група підприємств за кількістю води, що використовується	Швидкість підйому ґрунтових вод			
			за перші 10 років м/рік	від 10 до 15 років м/рік	від 15 до 20 років м/рік	від 20 до 25 років м/рік
I	1	А, Б, В	0,5-1 та більше	0,3-0,6		
	2	А, Б		0,25-0,5	0,2-0,4	0,15-0,30
	3	А, Б				
II	1	Г, А	0,3-0,5	0,1-0,2	0,1-0,15	0,08-0,13
	2	В				
	4	А, Б				
	5	А, Б		0,18-0,30		
III	1	Д ₃	0,1-0,3	0,03-0,1	0,025-0,08	0,02-0,06
	2	Г, Д ₁ , Д ₂ , Д ₃				
	3	В, Г, Д ₁ , Д ₂ , Д ₃				
	4	В, Г, Д ₁				
	5	В		0,06-0,18		
	6	А, Б				
IV	4	Д ₂ , Д ₃	0,1	0,025	0,02	0,01
	5	Г, Д ₁ , Д ₂ , Д ₃		0,06		
	6	В, Г, Д ₁ , Д ₂ , Д ₃				

П р и м і т к а. Для підприємств із малими витратами води (група Д) урахована відносна площа розповсюдження ґрунтів з порушеною структурою, які мають більш високу фільтраційну спроможність (відносна площа планувальної підсіпки), і виділені підгрупи Д₁ – територія з відносною площею підсіпки від 25 до 50%, Д₂ – від 10 до 25%, Д₃ – від 0 до 10%.

РЕКОМЕНДОВАНА ЛІТЕРАТУРА

БАЗОВА

1. Дубей Н.В. Гідрогеологія та інженерна геологія: навч. посібник / Н.В. Дубей. – Івано-Франківськ: «Факел», 2010. – 262 с.

2. Зоценко М.Л. Основи гідрогеології та інженерної геології: навч. посібник / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников. – Полтава: НУ «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2023. – 258 с.

3. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с.

4. Інженерна геологія (з основами геотехніки): підручник / В.Г. Суярко, В.М. Величко, О.В. Гаврилюк, В.В. Сухов, О.В. Нижник, В.С. Білецький, А.В. Матвеев, О.А. Улицький, О.В. Чуєнко. – Х.: ХНУ імені В.Н. Каразіна, 2019. – 296 с.

5. Колодій В.В. Гідрогеологія : підручник для студ. геол. спец. вищ. навч. закл. / В.В. Колодій. – Львів: ЛНУ ім. І. Франка, 2010. – 368 с.

6. Костюченко М.М. Гідрогеологія та інженерна геологія: Підручник / М.М. Костюченко, В.С. Шабатін. – К.: ВПЦ «Київський університет», 2005. – 144 с.

7. Мельничук В.Г. Інженерна геологія: навч. посібник / В.Г. Мельничук, Я.О. Новосад, Т.П. Міхницька. – Рівне: НУВГП, 2013. – 351 с.

8. Новосад Я.О. Гідрогеологія: навч. посібник / Я.О. Новосад. – Рівне: НУВГП, 2005. – 136 с.

ДОПОМІЖНА

1. ДБН А.2.-1-2008. Інженерні вишукування для будівництва.

2. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація.

3. ДСТУ Б В.2.1-17: 2009. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей.

4. ДСТУ Б В.2.1-8-2001. Ґрунти. Відбирання, упакування, транспортування і зберігання зразків.

5. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформативності.

6. ДСТУ Б В.2.1-19: 2009. Ґрунти. Методи лабораторного визначення гранулометричного (зернового) та мікроагрегатного складу.

7. ДСТУ Б В.2.1-5-96. Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань.

8. ДСТУ Б В.2.1-16: 2009. Ґрунти. Методи лабораторного визначення вмісту органічних речовин.

9. ДСТУ Б В.2.1-22: 2009. Ґрунти. Метод лабораторного визначення властивостей просідання.

10. ДСТУ Б В.2.1-3-96. Ґрунти. Лабораторні випробування. Загальні положення.

11. ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016. Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів.

12. ДСТУ 9275.1:2024. Настанова з виконання інженерних вишукувань для будівництва. Частина 1. Інженерно-геологічні вишукування.

13. ДСТУ-Н Б EN 1997-1:2010 Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила (EN 1997-1:2004, IDT).

14. Дубей Н.В. Основи гідрогеології та інженерної геології: лабораторний практикум / Н.В. Дубей, І.В. Мислюк. – Івано-Франківськ: ІФНТУНГ, 2020. – 41 с.

15. Захист територій від зсувів: навч. посібник / Ю.Й. Великодний, С.В. Біда, В.М. Зоценко, І.І. Ларцева, А.М. Ягольник. – Х.: Друкарня «Мадрид», 2016. – 160 с., вид. друге переробл. і доповн.
16. Кошляков О.Є. Практикум з динаміки підземних вод / О.Є. Кошляков, В.І. Мокієнко. – К.: КНУ, 2006. – 76 с.
17. Яковлев А.В. Особливості проектування, будівництва, експлуатації будівель і споруд на лесовому ґрунті та зсувонебезпечній території України: навч. посібник / А.В. Яковлев, Ю.Л. Винников. – К.: НМК ВО, 1992. – 252 с.
18. Davie T. Fundamentals of Hydrology / T. Davie, London: Taylor & Francis Group, 2019. – 170 p.
19. Zotsenko M.L. Engineering Geology and Soil Mechanics Starter: Training manual / M.L. Zotsenko, Yu.L. Vynnykov, I.V. Miroshnychenko. – Poltava: PoltNTU, 2019. – 136 p.

ЗМІСТ

1. ОСНОВНІ ВІДОМОСТІ ПРО ЗЕМЛЮ. МІНЕРАЛИ І ГІРСЬКІ ПОРОДИ

1.1. Земля у світовому просторі, її походження і будова	5
1.2. Мінерали, їх класифікація і фізичні властивості.....	16
1.3. Гірські породи, їх походження та відмінні ознаки	19
1.4. Вік гірських порід і шкала геологічного часу	32

2. ГЕОЛОГІЧНІ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ ПРОЦЕСИ

2.1. Загальні поняття про геологічні та інженерно-геологічні процеси	36
2.2. Рухи земної кори та дислокації	39
2.3. Магматизм і вулкани	46
2.4. Землетруси.....	48
2.5. Вивітрювання та елювіальні відклади.....	56
2.6. Геологічна робота поверхневих текучих вод і утворення делювіальних, алювіальних та пролювіальних відкладів.....	57
2.7. Геологічна робота льодовиків і льодовикові відклади	65
2.8. Геологічна робота вітру та еолові відклади.....	70
2.9. Геологічна робота моря і морські відклади	74
2.10. Відклади озер і боліт	78
2.11. Четвертинні та корінні відклади	80
2.12. Пливуни	81
2.13. Суфозія.....	86
2.14. Карст	91
2.15. Зсуви.....	96

3. ОСНОВИ ГІДРОГЕОЛОГІЇ

3.1. Кругообіг води в природі.....	106
3.2. Походження і формування підземних вод.....	109
3.3. Види води в породах гірських порід.....	112
3.4. Фізичні властивості, хімічний і бактеріальний склад підземних вод та їх агресивність.....	120
3.5. Класифікація підземних вод.....	126
3.6. Характеристика підземних вод.....	128
3.7. Рух води в гірських породах.....	135
3.8. Розрахунок витрат потоку ґрунтових вод та припливу води до водозабірних споруд.....	138
3.9. Взаємодія свердловин і організація водозниження.....	147
3.10. Гідрогеологічні дослідження.....	149
3.11. Запаси підземних вод та їх охорона.....	159

4. ОСНОВИ ҐРУНТОЗНАВСТВА

4.1. Складові компоненти та структурні зв'язки ґрунтів.....	163
4.2. Фізичні характеристики ґрунтів.....	171
4.3. Класифікація ґрунтів.....	182
4.4. Загальна характеристика механічних властивостей ґрунтів.....	194
4.5. Стисливість ґрунтів, визначення характеристик стисливості. Закон ущільнення.....	198
4.6. Міцність ґрунтів, визначення характеристик міцності. Закон Кулона.....	211
4.7. Визначення розрахункових характеристик фізико-механічних властивостей ґрунтів.....	225

4.8. Зв'язок між фізичними та механічними характеристиками ґрунтів	231
4.9. Дилатансія ґрунту	235
4.10. Анізотропія ґрунту	238
4.11. Реологічні властивості ґрунтів	243
4.12. Динамічні властивості ґрунтів	249

5. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ

5.1. Склад і об'єм інженерно-геологічних досліджень	256
5.2. Інженерно-геологічна рекогносцировка	258
5.3. Інженерно-геологічна зйомка	260
5.4. Інженерно-геологічна розвідка	261
5.5. Гірські та бурові виробки	263
5.6. Польові дослідні роботи	276
5.7. Лабораторні роботи	291
5.8. Інженерно-геологічна експертиза	297
5.9. Камеральні роботи	299
5.10. Особливості інженерно-геологічних дослід-жень у районах розвитку небезпечних інженерно-геологічних процесів	303

6. ЛАБОРАТОНИЙ ПРАКТИКУМ

Лабораторна робота № 1	307
Визначення структури, текстури, мінерального складу гірських порід	
Лабораторна робота № 2	310
Визначення щільності гірських порід методом ріжучих кілець	
Лабораторна робота № 3	311
Визначення вологості гірської породи	

Лабораторна робота № 4	313
Визначення числа пластичності глинистих гірських порід і показника текучості	
Лабораторна робота № 5	314
Визначення гранулометричного складу піщаних ґрунтів	
Лабораторна робота № 6	316
Визначення коефіцієнта фільтрації піску	
Лабораторна робота № 7	318
Визначення коефіцієнту фільтрації глинистих ґрунтів	
Лабораторна робота № 8	319
Визначення властивостей гірських порід при обводненні, схильних до набухання	
Лабораторна робота № 9	321
Визначення кута природного укосу піщаного ґрунту	
Практична робота № 10	322
Побудова карти поверхні ґрунтових вод у гідроізогіпсах	
Практична робота № 11	325
Побудова інженерно-геологічного розрізу	
Практична робота № 12	327
Визначення притоку води до водозабірних споруд	
Практична робота № 13	330
Визначення коефіцієнту відносної просадочності ґрунтів	
Практична робота № 14	333
Оцінювання потенційної підтоплюваності території	
РЕКОМЕНДОВАНА ЛІТЕРАТУРА.....	337

М.Л. ЗОЦЕНКО, Ю.Л. ВИННИКОВ, А.М. ЯГОЛЬНИК

ОСНОВИ ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

Комп'ютерна верстка

Ю.Л. Винников, А.М. Ягольник

Друкується в авторській редакції

Підп. до друку 20.02.2025 р. Формат 60x84 1/16
Папір офсетний. Друк цифровий.
Ум. друк. арк. – 20,00. Тираж 300 прим.
Замовлення №0396

ТОВ «Видавничий дім “Бук-Друк”»
м. Житомир, вул. М. Бердичівська, 17А.
тел.: 073 101 22 33
Свідоцтво серія ДК №7412 від 27.07.2021 р. Друк
та палітурні роботи ФОП О.О. Євенок м.
Житомир, вул. М. Бердичівська, 17А
тел.: 073 101 22 33, e-mail: bookovych@gmail.com
Свідоцтво серія ДК №3544 від 05.08.2009 р.