

## ЛЕКЦІЯ №1

### **Завдання інженерної геології.**

Інженерна геологія представляє із себе галузь геології, більшою мірою пов'язану з рішенням практичних завдань, що безпосередньо примикають до будівельної механіки. Завданням інженерної геології є визначення геологічних умов виробництва інженерних робіт і експлуатації споруджень. Геологічні умови виробництва інженерних робіт прийнято вважати інженерно-геологічними. Вони визначаються геологічною будовою й гідрогеологічними умовами даної місцевості, геолого-петрографічними особливостями, водно-фізичними й механічними властивостями гірських порід і геодинамічним станом території (сейсмічність, карстові, зсувні явища й процеси й т.д.).

Природна інженерно-геологічна обстановка в освоєних районах завжди в тій або іншій мірі змінена під впливом інженерних робіт. До такого роду змін відносяться: ущільнення порід у результаті штучного водозниження, підпір рівня ґрунтових вод, рух гірських порід у результаті гірських підробітків, деформації бортів кар'єрів т.д.

Основними об'єктами досліджень в інженерній геології служать гірські породи, геологічні процеси і явища. Гірські породи й масиви вивчаються в інженерній геології з погляду їхнього використання як природної основи споруджень і середовища виробництва інженерних робіт.

Дослідження в інженерній геології виконуються методами, запозиченими з геологічних і технічних наук, а також прийомами й засобами, розробленими в самій інженерній геології.

### **До історії інженерної геології.**

Перші серйозні кроки в області інженерно-геологічних досліджень у нашій країні були пов'язані із практикою залізничного будівництва, здійснюваної інженерами-шляховиками й лише із другої половини дев'ятнадцятого століття почалося систематичне залучення до вишукувань геологів.

Основними питаннями на вишукуваннях були тоді оцінка міцності й стійкості гірських порід у основах споруджень, визначення ступеня небезпеки підмиву берегів, морської ерозії, руху пісків; осушення боліт, пошуки будівельних матеріалів і підземних вод, як джерела водопостачання станцій.

Оскільки інженерна геологія зв'язана й з геологічними й з будівельними науками, у ній виникли два напрямки: геологічне й інженерно-будівельне. Прихильники геологічного напрямку розглядали інженерну геологію як «прикладну геологію». Представники інженерно-будівельного напрямку, в

основному інженери-будівельники (Н. М. Герсєванов, В. Курдюмов і ін.), зосереджували увагу на розгляді чисто будівельних завдань і поклали початок розробці теорії основ споруджень і механіки ґрунтів. Обидва ці напрямки довгий час розвивалися ізольовано, що негативно позначилося на загальних результатах робіт представників цих напрямків.

Було потрібно комплексне вивчення питань інженерної геології із залученням як геологічних, так і будівельних знань.

В 20-х роках двадцятого сторіччя зароджується ґрунтознавство, основним завданням якого є вивчення закономірностей формування фізико-механічних властивостей гірських порід і з'ясування способів поліпшення цих властивостей для будівельних цілей (П. А. Замятченський, М.М. Філатов). Успіхи ґрунтознавства дозволили значно розширити коло питань, досліджуваних механікою ґрунтів, шляхом застосування науково-технічних засобів не тільки геолого-мінералогічних, але й фізико-хімічних наук (В.А. Приклонський, Е. М. Сергєєв, Н.Я.Денісов, Н.В.Коломенський, М.Н. Гольдштейн).

У середині 30-х років механіка ґрунтів перетворилася на самостійну область знань про закони розподілу напруг у товщах гірських порід і деформацій під дією зовнішніх сил і власної ваги. Успіхи механіки ґрунтів у нашій країні тісно пов'язані з іменами Н.И.Герасимова, Н.Н.Маслова, Н.А. Цитовича й ін.

Досягнення ґрунтознавства створили передумови об'єднання науково-технічних засобів геологічних наук і будівельної механіки для більш успішного рішення завдань інженерної геології. На початку інженерна геологія поєднувала вивчення фізико-технічних властивостей гірських порід і фізико-геологічних процесів з питаннями теорії й методики інженерно-геологічних вишукувань. Надалі стала виявлятися необхідність вивчення тих перетворень у середовищі, які відбуваються в ній у силу активного виробничого втручання (інженерно-геологічні явища й процеси). Наступне розширення кола завдань інженерної геології було пов'язане з дослідженнями масивів гірських порід.

### **Структура інженерної геології.**

Сучасна інженерна геологія поєднує інженерну петрографію (ґрунтознавство), інженерну геологію масивів гірських порід, інженерну геодинаміку, регіональну й спеціальну інженерну геологію.

В інженерній петрографії вивчаються фізико-механічні властивості гірських порід. Основним теоретичним завданням її є дослідження природи й геологічної обумовленості водно-фізичних і механічних властивостей гірських порід.

Інженерна геологія масивів має своїм завданням дослідження структурних особливостей масивів порід, що визначають їх міцнісні й деформаційні особливості й властивості.

В інженерній геодинаміці досліджуються геологічні процеси й інженерно-геологічні явища з метою визначення ступеня їхньої небезпеки для споруджень і розробки захисних заходів.

Висвітлення особливостей інженерно-геологічних умов зведення й експлуатації споруджень у геологічних відособлених областях становлять завдання регіональної інженерної геології.

У спеціальній інженерній геології розглядаються питання теорії й практики рішення спеціальних завдань, висунутих різними видами будівництва (дорожнього, тунельного, гідротехнічного й т.д.).

### **Форма, фізичні властивості, хімічний склад Землі.**

Форма Землі наближається до двохосьового еліпсоїда обертання й, проте, вона істотно відрізняється від ідеального геометричного тіла. Тому істину її форму називають геоїдом. Середній радіус Землі дорівнює 6371 км. Різниця в довжині радіусів екваторіального і полярного становить 21,7 км.

Земля має концентричну будову й складається з ядра, проміжної, перидотитової оболонки і літосфери. На поверхні Землі знаходяться гідросфера, атмосфера, біосфера. Ядро Землі, приблизно, має силікатний склад з високим вмістом Fe. Радіус ядра - 3500 км, щільність 9-12 г/см<sup>3</sup>. Температура досягає в ядрі 2000-2500 С, тиск - біля 3,5 млн. атм.

Проміжна оболонка має щільність 5,3 -6,5 г/см<sup>3</sup>. Границею її поширення є глибини від 900 до 2900 км.

На проміжній оболонці залягає перидотитова оболонка, що складається з ультраосновних порід із щільністю 3,3 -4,5 г/см<sup>3</sup>. У цій оболонці переважають Fe, Cr, Ni. Зовнішня частина Землі називається літосферою. Верхня частина літосфери складена осадовими породами (щільність їх становить 1- 2,65 г/см<sup>3</sup>). Потужність гранітного шару 20- 40 км; місцями він відсутній. Базальтовий шар присутній повсюдно. Потужність його коливається від 3 до 30 км. Щільність речовини зростає до 3,32 г/см<sup>3</sup>.

Гідросфера - водна оболонка (займає близько 71 % поверхні Землі). Середня її потужність становить 3,8 км. Найвища температура +35С відзначалася в Перській затоці, найнижча - у Північному Льодовитому океані - 2,8С. Середня солоність - 35г/л. Органічний мир представлений бентосом, планктонами й нектоном.

Атмосфера оточує Землю шаром 3000 км. Вона складається із трьох оболонок: тропосфери, стратосфери й іоносфери. Тропосфера має потужність 6- 18 км. Температура її змінюється в широких межах від +58 С у Лівії до -87 С у Антарктиді. Стратосфера поширюється до висоти 80- 90 км. Іоносфера має потужність до 3000 км.

Тепловий режим Землі. Земля має два джерела тепла: сонячної радіації (99,5%) і енергії, що звільняється в процесі розпаду радіоактивних речовин у надрах планети. Вплив двох джерел тепла спричиняється складний характер зміни температури в товщах гірських порід.

У верхній частині земної кори виділяють 3 температурні зони: 1 - сезонних коливань, 2 - постійні температури, 3 - наростання температур.

Зміна температур в 1-ій зоні визначається кліматичними умовами місцевості. Загальна потужність зони 1 досягає 12 -15 км. У цій зоні виділяються подзона промерзання й відтавання ґрунтів. Нижче розташована подзона постійних температур (+16,6 +15,5), рівна середньорічній температурі даної місцевості. Величина наростання температури на кожні 100 м глибини називається геотермічним градієнтом, а глибина, при якій температура підвищується на 1 С, називається геотермічним щаблем (ступеню). Середнє значення геотермічного щабеля становить 33 м. Існують, однак, відхилення в обидва боки. Так для району Пятигорську ця величина дорівнює 1,5 м, а для району Йоганесбургу - 111 м. Значення градієнта й щабля мають надзвичайно важливе практичне й теоретичне значення. Закономірне наростання температури справедливо лише до деякої глибини. Нижче цього рівня закономірності зміни температур вивчені недостатньо.

Гравітаційне поле Землі. Гравітація (або сила ваги), що обумовлює вагу тіл, спрямована завжди перпендикулярно до поверхні геоїда й обернено пропорційна відстані до центра притягання. Сила притягання найбільша в полюсів, найменша - в екватора. Напруга сили ваги поступово зменшується від полюса до екватора. На цьому тлі спостерігаються позитивні й негативні аномалії сили ваги. Напруги сили ваги по припущенню академіка Архангельського А.Д. були використані при пошуках родовищ корисних копалин (гравірозвідка).

Магнітне поле Землі. Земля - гігантський магніт, полюси якого не збігаються з географічними. Положення їх із часом не змінюється. При орієнтуванні на місцевості по компасу необхідно внести виправлення на показання компаса на величину відмінювання (кут, утворений лінією географічного меридіана й магнітною стрілкою). Відмінювання може бути східним або західним. У першому випадку величину виправлення варто брати зі знаком "-". Кут, утворений стрілкою компаса при вертикальному його положенні з горизонтальною площиною, називається кутом нахилення.

Максимальне значення кута (90) відзначається на полюсі. Лінії однакового відмінювання звуться ізгон, лінії однакового магнітного нахилення - ізоклін. Важливою характеристикою магнітного поля є напруженість. Максимальна напруга поля проявляється на полюсах. Лінії однакової напруги магнітного поля одержали назву ізодинами. Всі елементи земного магнетизму для даної крапки непостійні й випробовують періодичні зміни різної тривалості.

Хімічний склад Землі. Хімічний склад Землі до глибини 15- 20 км досліджувався на основі безпосередніх хімічних аналізів. Судження про хімічний склад більш глибоких зон опираються на непрямі дані (сейсмічні дослідження й вивчення складу метеоритів). Вміст елементів у земній корі дістало назву кларка. Такі елементи як О, Al, Si, Fe, Ca, Mg, K, Na становлять 97,2% від усього складу

Землі. На частку інших 102 елементів доводиться всього 2,8%. Із глибиною склад Землі змінюється: збільшується кількість Fe, Ni, Co.

По обчисленнях середнього хімічного складу метеоритів підтверджується припущення про характер розподілу елементів у земній корі.

Геохронологія. Вивчення історії розвитку Землі починають із визначення геологічного віку гірських порід. Вік гірських порід може бути абсолютним і відносним. Відносний вік показує лише порівняльний ступінь стародавності одних порід щодо інших порід. Для його визначення використовуються палеонтологічний і стратиграфічний методи. Абсолютний геологічний вік вказує на час, що пройшов з моменту утворення породи.

Найбільш великі проміжки часу в геологічній історії Землі одержали назву ер, а товщі порід, що утворилися за цей час - груп. Кожна ера у свою чергу розділяється на періоди, а групи - на системи; періоди - на епохи й т.д. Усього в історії Землі відомо 6 ер.

Кожний відрізок часу й відповідна йому товща порід одержала свою назву й індекс (Мз- мезозойська ера). При розчленовуванні періоду на епохи до індексу додається цифра. Наприклад, епохи тріасового періоду позначаються: нижня - Т, верхня - Т. При розчленовуванні епохи на століття до індексу додається праворуч угорі буква або цифра: К.

Для четвертинного періоду трохи інші позначення: індекс m Q, варто розуміти як породу морського походження древнечетвертинної епохи, бакинського століття.

### **Породоутворюючі мінерали гірські породи.**

Сукупність явищ, пов'язаних з рухом магми до поверхні Землі, називається магматизмом. Залежно від характеру руху магми й ступеню її проникнення в земну кору магматизм розділяється на поверхневий (вулканізм) і глибинний (плутонізм). У випадку вулканізму магма прориває земну кору й виливається на поверхню. При плутонізмі переміщення магми закінчується усередині земної кори внаслідок відсутності відкритих тріщин або недостатньої енергії, де, потрапивши в зони з іншим, більше низьким тепловим режимом, вона починає повільно остигати.

Перед застиганням магма розділяється по складу, внаслідок чого й відбувається утворення різних по складу порід (диференціація магми). Які причини диференціації? На думку деяких учених диференціація магми відбувається з моменту її виникнення шляхом поділу магми по питомій вазі на більш важку, яка опускається вниз і більш легку. Це гравітаційна диференціація. Процеси диференціації магми відбуваються в основному внаслідок зміни фізико-хімічної обстановки в області вогнища (зміни Р. і Т). У зв'язку з високим тиском (Р), речовина на більших глибинах перебуває у твердому стані. В умовах більше низького тиску речовина із твердого стану переходить у рідке й починається диференціація. Виділяють два типи

диференціації: властиво магматичну (у рідкому стані) і кристалізаційну. У магматичній диференціації виділяються процеси ліквідації й асиміляції.

Ліквідація (розщеплення) - представляє утворення двох різних по складу й питомій вазі рідин. Цей процес нагадує поділ суміші води й ефіру.

Асиміляція - процес розплавлювання або розчинення стороннього матеріалу, захоплюваного магмою при зіткненні з бічними породами. Останні розчиняються, утворюючи нову, іншу по складу магму. Брили (глиби) й ділянки далеких магмі порід, спостережувані в застиглих гірських породах, одержали назву ксенолітів. Так можуть утворюватися гранітні масиви по периферії вогнищ (очагов) основної магми при захоплюванні останньої порід, що багаті кремнеземом.

Кристалізаційна диференціація також пов'язана з охолодженням масиву інтрузивних порід. Коли магма досягає певної Т, у ній виникають центри кристалізації окремих мінералів. Це засновано на тому, що кристалізація різних мінералів відбувається при різній температурі. Першим із силікатного розплаву виділяється олівін, потім - піроксени, потім основний плагіоклаз. Кристали олівіну, як більше важкі, опускаються вниз. Розплав після їхнього відділення стає більш кислим. Таким чином, при остиганні базальтової магми можуть утворюватися кислі породи. У деяких випадках може спостерігатися спливання мінералів. Явище диференціації в магматичному вогнищі (очаге) підтверджується й вулканічними виверженнями. У результаті складних процесів диференціації утворюються гірські породи різного складу.

За своєю формою й розмірам інтрузивні магматичні тіла досить різноманітні. Їхні форми й розміри залежать від кількості магми, що впроваджується (внедряється), стану речовини, енергії речовини, характеру й типу порід, що вміщують магму. Стосовно останніх інтрузивні тіла можуть бути конкордантні або дисконкордантні. Форма інтрузивного тіла залежить від глибини, на якій відбувається остигання (абісальні й гіпабісальні). Для абісальних інтрузій найбільш типові форми батолітів, гарполітів, штоків, этмодитів.

Тіла, що утворюються на менших глибинах, більше сполучаються зі складом й заляганням порід. Частіше вони використовують ослаблені зони. Сюди відносяться лакколіти, лополіти, факоліти, пластові поклади, дайки й жили.

Розходження в способі походження магматичних порід чітко відбиваються на їхньому зовнішньому вигляді, легко розпізнаваному по характері структури й текстури.

Структура магматичних гірських порід характеризується ступенем кристалічності, величиною й формою, що складають породу часток.

По ступені кристалічності породи виділяють: повнокристалічні, напівкристалічні й склуваті структури. По абсолютному розміру зерен розрізняють структури: гігантозернисті, грубозернисті, середньозернисті, дрібнозернисті, дрібнозернисті й тонкозернисті (менш 0,01 див). По відносному розміру зерен - рівномірно - і нерівномірнозернисті. Серед нерівномірнозернистих структур виділяються порфіровидні, порфірові й афірові. Особливо виділяються структури проростання - пегматитові.

Основними типами текстур є: масивна, плямиста, пузирчаста, міндалекамяна, флюїдальна, смугаста. Вивержені породи складаються головним чином з 8 окислів: Si, Al O, Na O, K O, Ca, Mg, Fe, O, Mn.

За основу класифікації магматичних гірських порід прийнятий вміст Si. Вміст Si у кислих гірських породах становить 75 - 65%, у середніх - 65-52%, в основних - 52- 40% і в ультраосновних - менш 40%.

Інтрузивні гірські породи по мінеральному складі діляться на полевошпатові, полевошпатово-фельдшпатитові й безполевошпатові.

До кислих порід відносяться породи групи граніту-ліпариту. Ця група поєднує інтрузивні (граніт, пегматит, кв. порфір) і ефузивні (ліпарит, обсидан, пемза) гірські породи, що характеризуються перевагою КПШ над плагіоклазом.

Середні породи. До них відносяться породи групи сиенита-трахита, нефелінового сиенита - фоноліта, діориту - андезиту. Всі ці групи порід позбавлені кварцу, у них темноколірні мінерали присутні в більшій кількості.

Основні породи. Представлені групою габбро-базальту. Це більш темні породи. Кварц і КПШ у них відсутні. Група габбро-базальту поєднує інтрузивні (габро, діабаз) і ефузивні (базальт) гірські породи.

Ультраосновні породи. Ці породи утворюють у земній корі переважно інтрузивні форми залягання. Серед ультраосновних порід виділяються: перидотити (переважно олівін і піроксен), дуніти (95% олівіну), піроксиніти (95% піроксенів), горнблендит (95% рогової обманки).

Метаморфічні гірські породи виникають у результаті перетворення раніше існуючих осадових і магматичних порід. Ці перетворення протікають у твердому стані й виражаються в зміні мінерального складу, хімічного складу, структури порід. Метаморфізм відбувається під впливом високої температури й тиску, а також внаслідок привносу й виносу речовини високотемпературними розчинами й газами. Більшу роль грає також склад вихідних порід. По перетворенню тих або інших факторів у ході перетворень виділяється кілька різних типів метаморфізму:

1. Регіональний метаморфізм викликається високим нерівномірним тиском і температурою, і захоплює більші простори. Цей процес супроводжується перекристалізацією й новим мінералоутворенням в умовах пластичного плину (течущого) порід, що приводить до появи орієнтованості мінеральних часток.

2. Динамометаморфізм виникає під дією тиску в умовах високих температур і полягає в інтенсивному дробленні мінеральних зерен без істотної їхньої перекристалізації.

3. Контактний метаморфізм викликається дією високої температури, пар і газів. Звичайно він спостерігається уздовж границь магматичних тіл і має місцеве значення.

4. Пневматолітовий і гідротермальний метаморфізм розвивається при інтенсивному привносі в породу нових речовин гарячими водяними розчинами й газовими еманациями. При цьому відбувається зміна не тільки мінерального, але й хімічного складу порід.

Найголовнішими відмітними ознаками метаморфічних порід від магматичних і осадових порід є відмінності в їхній мінеральній сполуці, структурі й текстурі. Метаморфічні породи складаються лише з мінералів, стійких в умовах високих тисків і температури. До них відносяться більшість мінералів магматичних порід: кварц, альбіт, КПШ, мусковіт, рогова обманка, біотит, авгіт, магнетит, гематит. Крім того, у метаморфічних породах поширені типово метаморфічні мінерали: серицит, хлорид, тальк, сирпінтин, гранат, графіт.

Метаморфічні породи мають кристалічну структуру, причому особливо характерні листовата, луската, таблитчата, рідше - зернисто-кристалічна. Залишкові структури називаються реліктовими. Текстури метафізичних порід: сланцювата, гнейсова, смугаста, волокниста, очкова, плейчата, безладна, масивна.

Породи регіонального метаморфізму. У процесі діагенезу звичайні глини, ущільнюючись і збезводнюючись, перетворюються в аргіліти. Під впливом тиску аргіліти розсланцюються й перетворюються в аргілітові сланці. При зростанні кількості кристалічних часток порода твердіє, перетворюючись в аспідні сланці. Посилення метаморфізму приводить до перекристалізації глинистої речовини з утворенням філіту. При підвищенні Р і Т останній переходить у кристалічний сланець, а той у гнейс.

При метаморфізації кварцових піщаників утворюються кварцити. Вапняки переходять у мрамур. Кременисті породи - опоки, яшми - у дрібнозернисті кварцити. Габро й базальти спочатку перетворюються в зелені сланці, потім - в амфіболіти й на кінцевій стадії - в еклогіти.

Ультраосновні породи перетворюються в змійовики, талькові сланці.

Породи динамометаморфізму: Під дією тиску утворюються тектонічні брекчії й мілоніти. Тектонічні брекчії складаються з уламків первинних порід, зцементованих дрібно роздробленим матеріалом. Мілоніти - породи, що складаються із дрібного перетертого матеріалу. Текстура - сланцева, тонкосмугаста.

Породи контактового метаморфізму: Метаморфізм цього типу проявляється в інтенсивній перекристалізації порід під дією високої температури. Утворюються дуже міцні породи масивної текстури- роговики. При метаморфізації осадових піщано-глинистих порід утворюються біотитові роговики.

Основні й середні породи на контакті із гранітними інтрузіями перетворюються в амфіболові роговики (гранат, скополіт). Карбонатні по сполуці породи перетворюються у вапняно-силікатні роговики.

Породи гидротермально-пневматолиголітові: скарни й грейзени. Скарн утвориться на контакті карбонатних і інтрузивних порід. У їхній склад входять: гранат, епидот, актиноліт. Грейзени виникають за рахунок гранітів або піщано-глинистих порід. Складаються вони із кварцу й світлої слюди.Поняття про фації. У природі існує тісний зв'язок між осадкоутворенням і середовищем. Змінюється середовище, змінюється характер наступного перетворення осаду.



Фація - гірська порода, що має певні генетичними ознаками, що відображають умови її нагромадження (накоплення), відмінну від утворення суміжних одновікових порід.

Серед сучасних і викопних фацій розрізняють морські, лагунові й континентальні фації. Кожна із цих груп може бути розділена на ряд макро й мікрофацій (елювіальна, склонова, озерна, болотна й т.д.).

Для тектонічних реконструкцій велике значення має формаційний аналіз.

Формація – природні комплекси парогенетичних зв'язаних один з одним порід, що утворюються на певних стадіях розвитку основних структурних зон. Формації - стійкі й закономірні сполучення багатьох фацій.

## ЕНДОГЕННІ ПРОЦЕСИ.

Ендогенними процесами називаються геологічні процеси, походження яких пов'язане із глибокими надрами Землі, з різноманітними фізико-механічними й фізико-хімічними перетвореннями речовини.

Найбільше чітко ендогенні процеси виражаються в явищах магматизму, під якими розуміються процеси, пов'язані з переміщенням магми у верхні шари земної кори й на її поверхню.

Другим видом ендогенні процеси є землетруси, що проявляються у вигляді короточасних поштовхів або струсів.

Третім видом ендогенних процесів є коливальні рухи.

Одним із самих яскравих проявів внутрішніх сил є складчасті й розривні деформації. Внаслідок складкоутворення, що горизонтально залягають шари виявляються зібраними в різного виду складки, а іноді розірваними або насунутими один на одного.

Складчасті деформації проявляються тільки в певних, найбільш рухливих і найбільш проникних для магми ділянках земної кори, іменованих геосинклінами. На противагу їм стійкі, зі слабкою тектонічною активністю області називаються платформами.

Складчасті деформації сприяють істотній зміні гірських порід. В умовах більших тисків і температури породи стають більше щільними й твердими. Під впливом пар і газів, виділюваних з магми, відбувається утворення нових мінералів. Ці явища перетворення гірських порід зветься метаморфізму.

Ендогенні процеси докорінно міняють характер земної кори (утворення гір, величезних западин). Форми, створені з ендогенними силами, у свою чергу піддаються дії екзогенних сил. Ендогенні сили створюють передумови для розчленовування й ускладнення рельєфу Землі, а екзогенні сили в остаточному підсумку дендрують, тобто вирівнюють поверхню Землі. У взаємодії екзогенних і ендогенних процесів відбувається розвиток земної кори і її поверхні.

Коливальні рухи. Земна кора, не дивлячись на її твердість і міцність, випробовує повсюдні зміни. Вона вигинається й коливається повсюдно. Руху навіть незначних розмірів приводять часто до досить відчутних результатів.

Якщо прийняти швидкість підйому ділянки Землі 1 см/рік, то за один млн. років він піднявся б на 10 км.

Коливальні рухи можуть бути сучасного, новітні й руху минулих геологічних періодів.

Коливальні рухи минулих геологічних періодів: виявляються в перервах відкладень опадів, у зміні складів шарів у вертикальному й горизонтальному напрямках, у перерозподілі суші й моря. У районах підняття море відступає (регресія), морське дно стає сушею. При опусканні моря настає (трансресія).

Новітні коливальні рухи. Про їх судять по висоті морських терас, затопленим устям рік, річковим терасам. У недалекому минулому Англія й Ірландія не відділялися від континенту протокою. Приустьєва частина долин р.Конго й Міссісіпі простежується до 130-200 км від берегової смуги. У результаті опускання берегів Північного Льодовитого Океану утворилися Обска й Енисейска губа, однак не виключається, що скорочення й збільшення площі басейнів не виключається, що скорочення й збільшення площі басейнів відбулося й у зв'язку з таненням льоду в результаті загального потепління клімату. Руїни храму Серапісу (Неаполітанська затока), побудовані в 2 столітті до н.е., у XIV-XV століттях поринули на 6 м нижче рівня моря. У XV ст. колони храму були на березі затоки. В-XIX ст. ці колони знову перебували на глибині 2 м.

Сучасні коливальні рухи охоплюють всю поверхню Землі. Установлено, що на території СНД піднімаються райони Курська (3,6 мм/рік), північного Прикаспія. Опускаються райони Москви (3,7 мм/рік), Санкт-Петербурга (3,6 мм/рік), Одеси. У районі Прибалтики затоплені прибережні ліси.

Коливальні рухи варто враховувати при проектуванні гідротехнічних споруджень, гребель, морських портів, міст у моря й т.д.

Вивчення коливальних рухів виконується рядом методів: методом повторного

## ЛЕКЦІЯ № 2

# ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНА КЛАСИФІКАЦІЯ ГІРСЬКИХ ПОРІД І ГРУНТІВ

### **Принцип побудови класифікації**

Гірські породи відрізняються винятковою розмаїтістю: число тільки найбільш важливих різновидів їх перевищує кілька тисяч. Разом з тим у багатьох випадках різні гірські породи з інженерно-геологічної точки зору володіють більш-менш подібними або загальними властивостями. Справді, в інженерно-геологічному змісті немає істотної різниці, наприклад, між гранітом і діоритом. У здоровому не вивіреному стані обидві ці породи можуть служити надійними основами під найважчі споруди. Ця обставина виключає необхідність детального розгляду тут усього різноманіття гірських порід і ґрунтів.

Зазначені особливості дозволяють групувати гірські породи й ґрунти по їх основних інженерно-геологічних ознаках у певні категорії, тобто класифікувати їх. Тим самим при рішенні інженерно-геологічних завдань значно скорочується число розрахункових схем механіки ґрунтів шляхом їхньої систематизації. Разом з тим розширюються границі раціонального використання тих або інших висновків механіки ґрунтів.

При першому, навіть візуальному, ознайомленні з гірськими породами стає очевидним, що ці породи в багатьох випадках різко відрізняються по своїй міцності, обумовленої характером і силою зв'язку між мінералами, що їх складають, і частками. У сипучих ґрунтах ці внутрішні зв'язки відсутні, що дозволяє виділити цілий клас зернистих порід (пісок, гравій, щебені й ін.).

Породи із внутрішніми зв'язками між частками різко розрізняються по природі й прояву. Так, скельні породи характеризуються твердими зв'язками структурного зчеплення  $c_s$  необоротного характеру, що надає породам властивості твердих тіл і в більшості випадків підвищену міцність. На відміну від скельних порід міцність глинистих ґрунтів залежить від молекулярних зв'язків водно-колоїдної природи. По інтенсивності прояву ці зв'язки у великому ступені залежать від вологості й щільності породи й мають оборотний характер. Як ми знаємо, цей вид внутрішніх зв'язків, досить характерний для глинистих ґрунтів, називають зв'язністю й позначають через  $\sum_w$ . Значний ряд порід характеризується іншими особливими властивостями.

## Інженерно-геологічна класифікація гірських порід і ґрунтів

Всі наведені вище міркування дозволяють при складанні інженерно-геологічної класифікації виділити чотири основних класи гірських порід і ґрунтів:

I - скельні породи з переважаючою роллю твердих структурних зв'язків;

II - глинисті ґрунти із внутрішніми зв'язками водно-колоїдної природи;

III - сипучі або зернисті породи без внутрішніх зв'язків;

IV - особливі породи, що відрізняються по своїх зв'язках особливими властивостями.

В основу деталізації гірських порід у межах I класу покладений принцип їх відношення до води. Таким чином, у класифікацію введені категорії *водостійких* і *водонестійких порід*.

Водостійкість скельних порід визначається їхньою стійкістю проти розчинення. Ступінь гідростійкості глинистих порід (II клас) визначається їх більшою або меншою здатністю розм'якшуватися у воді.

Породи I, II і III класів у межах своїх категорій підрозділяються на відповідні групи.

Породи I класу (скельні) підрозділені на групи по генетичній ознаці, тобто по походженню, що зумовляє особливі форми вивітрювання водостійких порід і вилуговування водонестійких порід. Віднесення до II класу глинистих порід таких з них, як аргіліти й алевроліти, по суті напівскельних порід, виправдується їх глинистою природою, здатністю нерідко ущільнюватися під навантаженням і підвищувати при цьому опір зсуву, почасти розм'якшуватися в у воді т.д.

Доцільність підрозділу на групи сипучих (зернистих) порід (III класу) по ознаці їх крупності обґрунтовується їхньою різною водопроникністю, а також різною стійкістю таких порід у водонасиченому стані під гідродинамічним і динамічним впливом.

Породи IV класу (особливі породи) характеризують спеціальними властивостями, які розглядають для кожної породи окремо з урахуванням особливих умов роботи ґрунту або породи а також призначення й типу проекрованої споруди.

Віднесення певної породи або ґрунту до того або іншого класу загалом визначає їхні інженерно-геологічні властивості. Класифікація дає можливість шляхом угруповання порід або ґрунтів з родинними властивостями більше ємного викладення закономірностей найважливіших геодинамічних процесів і явищ як одного з найбільш значних об'єктів, досліджуваних у курсі «Інженерна геологія».

Інженерно-геологічна класифікація гірських порід і ґрунтів наведена в табл. 1. Назви порід у цій таблиці не вичерпують їхньої фактичної кількості, і вони поміщені тут лиш у вигляді характерних прикладів.

## I клас. Скельні (тверді) породи

I категорія — водостійкі			II категорія — водонестійкі		
1-я група	2-я група	3-я група -	1-я група —	2-я група —	3-я група
магматичні	метаморфічні сланці	осадові зцементовані	органогенні	хімічні опади	-сцементовані водонестійким цементом
Граніт, Діабаз, порфірит базальт, сієніт, андезит	Гнейси, кварцит, мармур, кременисті сланці, слюдисті сланці, глинисті сланці	Кременисті конгломерати, кременисті брекчії, кременисті піщаники, кременисті вапняки, опоки	Вапняки, черепашник, доломітизо- вані вапняки	Кам'яна сіль, гіпс, ангідрит, доломіти	Вапнякові піщаники конгломерати, гіпсоносні конгломерати

Подальший розвиток класифікації порід, що у принципі не має межі, може проводитися щораз в особливому, що відповідає завданні напрямку. Наприклад, при деталізації глинистих ґрунтів по їхньому опору зсуву буде потрібно подальше їхнє членування по природі на відомі вже різновиди: твердих глин, скритопластичних (псевдопластичних) і пластичних. Однак подібна деталізація в прагненні створити єдину класифікацію, здатну виявитися вичерпною для всіх випадків нашого аналізу, привела б до зайвої її громіздкості й у силу цього з'явилася б помилковою.

### ВИВІТРЮВАННЯ І ЙОГО ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНЕ ЗНАЧЕННЯ

#### **Процеси вивітрювання. Елювій і його інженерно-геологічна характеристика.**

Вивітрюванням називають процес руйнування й зміни состава, а також стану гірських порід на місці їхніх залягань під впливом фізичних явищ, хімічних процесів і діяльності різних організмів.

Продукти сучасного вивітрювання гірських порід, що залишилися на місці свого утворення й вихідні породи, що переक्रивають, які поступово в них переходять, називаються елювієм або елювіальними відкладеннями.

Розрізняють наступні види вивітрювання: а) фізичне, або механічне; б) хімічне; в) біологічне, або органічне.

На гірські породи зазначені види вивітрювання звичайно діють одночасно, однак проявляються вони залежно від кліматичних і інших місцевих умов з різним ступенем інтенсивності. Під впливом процесів фізичного вивітрювання звичайна для скельних порід тріщинуватість товщі прогресують. У розвитку цього процесу істотну роль грають температурні

напруги, викликувані різкими добовими коливаннями температури, а також вода. Вода, що попадала в окремі тріщини й змерзнула в них, розвиває колосальний бічний тиск; чим створює додаткові умови для подальшого розчленовування скелястих масивів.

Внаслідок тривалого впливу зазначених вище факторів масиви скельних гірських порід поступово усе більше й більше розчленовуються на елементи - блоки, що відповідають формам окремоті, властивого даного різновиду магматичних порід у зв'язку з умовами їхнього утворення. Товща скельних порід під впливом процесів вивітрювання здобуває плітчате або матрацевидне будова, особливо характерне для гранітів. Із часом піддаються подальшому розчленовуванню й ці утворення, що створюють скупчення щебенів і дрівси.

Брили, що утворюються при вивітрюванні скелястих порід, більш-менш великі осколки, щебені й дрівси залишаються на місці, погребані під собою материнську породу, або зміщаються долілиць по схилі. Так виникають обвали й осипи.

Процес фізичного або механічного вивітрювання гірських порід характерний переважно для областей із суворими континентальними умовами, зокрема для високогірних районів.

Хімічне вивітрювання гірських порід походить в основному під впливом газів, що втримуються в атмосфері, а також води з розчиненими в ній солями й газами (головним чином кисню й вуглекислого газу) і одночасно продуктів розпаду органічних речовин.

З магматичних порід, виведених у результаті тих або інших процесів на поверхню, найменш стійкі породи глибинного походження - граніти, діорити й т.п.

На вивітрювання магматичних порід, у першу чергу гранітів, досить великий вплив робить хімічне розкладання польових шпатів. Цей процес, що відбувається під впливом вологи й вуглекислого газу, завершується утворенням каоліну  $Al_2O_3 \cdot X \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$ . Хімічне вивітрювання особливо інтенсивно проявляється в умовах вологого й теплого клімату.

Процеси біологічного, або органічного вивітрювання гірських порід досить різноманітні. Істотну роль у цих процесах грають різні мікроорганізми й рослинність.

Рослинність впливає на гірські породи як механічно (распираюча роль зростаючих корінь, розгойдування високих дерев вітром), так і хімічно (кислоти, виділювані кореневою системою). Особливо сильно впливають на породи всякого роду мохи й лишайники, здатні роз'їдати поверхні навіть самих твердих порід.

У результаті описаних процесів тріщини в товщі вивітрювальних скелястих порід виявляються звичайно виконаними глинистими продуктами розпаду самої породи. На наступній стадії руйнування порода усе більше й більше збагачується глинистим матеріалом. В остаточному підсумку продукти вивітрювання більшості гірських порід звичайно являють собою глини або суглинки з більшим або меншим змістом уламкового матеріалу.

Процес вивітрювання відносно водостійких порід охоплює лише масиви на обр'ях вище рівня поверхневих і підземних вод, тобто в зоні інтенсивного фізичного вивітрювання. Звідси треба, що найбільшу потужність зони вивітрювальних порід варто очікувати в тих районах, де протягом досить тривалого часу розглянутий масив перебував у континентальних умовах і був представлений сушею. Глибина проникання факторів вивітрювання в товщу масиву поруч дослідників визначається по-різному. Гранітовий масив у районі Храмгэс (Грузія)

Виявився по тріщинах уражений вивітрюванням на глибину понад 200 м. Максимальну ж глибину вивітрювання вказує Б. Б. Поліпів (0,5 км). Найбільше інтенсивно процеси вивітрювання проходять в основному в поверхневій зоні товщі до глибини порядку декількох десятків метрів. За певних умов процес вивітрювання порід на відкритих поверхнях може йти досить швидко. Так, поверхні навіть міцних магматичних порід (наприклад, кварцових порфірів) можуть за 15-20 років і у відвалах перетворитися в пластичну глину із кристалами кварцу.

Як відзначалося, особливо легко вивітрюються глинисті сланці, сланцюваті глини, аргіліти й алевроліти. Такі породи потрібно швидко розробляти й захищати від вивітрювання, наприклад, збереженням захисного шару, що знімається в останню чергу.

Основна дія вивітрювання як інженерно-геологічного процесу полягає в ослабленні гірських порід, що піддаються вивітрюванню, пов'язаному з їхньою дезінтеграцією (розчленуванням) і розкладанням. Опірність навантаженню вивітрених скелястих гірських порід у всіх випадках тією чи іншою мірою виявляється зниженою (в основному за рахунок структурного зчеплення породи). Це виражається насамперед у підвищеній тріщинуватості товщі. У результаті нерідко спостережуваної каолінізації вивітрених породи звичайно мають підвищену глинястість. Процес її утворення, природно, швидше проходить при зволоженні породи, зокрема в берегових схилах при затопленні їхніми паводками. Треба також додати, що процес вивітрювання в товщі гірських порід іде звичайно але нерівномірно - інтенсивніше в ослаблених зонах, що часто приводить до значної неоднорідності вивітреної товщі як по складі, так і по стані.

Зазначені вище умови, природно, знижують несучу здатність підстав споруджень (зокрема, мостових опор), складених вивітряними гірськими породами, а також збільшують гірський тиск у тунелях, закладених у вивітрених гірських масивах. Гірський тиск у тунелях збільшується при цьому звичайно на ділянках траси поблизу порталів, де процеси вивітрювання проявляються звичайно найбільше інтенсивно (поверхнева зона схилів). Такий випадок спостерігався при проходці тунелю Аджарис - Цхалп (Закавказзя), де на порталній ділянці відбувся обвал сильно вивітреного глинистого піщанику.

Варто мати на увазі, що в областях тектонічного дроблення, розривів, зминання, сколювання порід, зокрема в ядрах перетиснених складок, зона

активного вивітрювання може вимірятися по глибині багатьма десятками метрів (так звані кишені).

Таким чином, вивітрєвальні маси порід можуть виявитися в тунелях не тільки в зоні порталів, але також на локальних ділянках траси, характеризуємої у цілому здоровими й міцними породами. Всі ці явища, природно, ускладнюють проходку тунелів і викликають необхідність посилення їхніх оброблень на таких ділянках.

Внаслідок зниження несучої здатності підстави через вивітрювання ґрунтів, що складають, для забезпечення загальної стійкості, наприклад, мостових опор і зменшення опаді спорудження необхідно знижувати тиск на ґрунт у їхній підшві або більш глибоко закладати опори. Особливо малою стійкістю володіють виветрєлі метаморфічні сланці – філлїти слюдисті й тим більше хлоритові й талькові.

Загальна стійкість берегових опор, особливо при малому їхньому видаленні від берегової брівки, у багатьох випадках може виявитися недостатньою. У цих умовах справедливе прагнення будівельників зводити мостові опори, як і інші спорудження, на поверхні здорової товщі, після того як буде знятий весь шар породи, зруйнованої вивітрюванням.

Процеси вивітрювання, які можуть приводити до різкого зниження міцності й несучої здатності глинистих порід, іноді можуть проходити винятково швидко (до декількох сантиметрів у добу).

Передчасне розкриття котлованів у практиці спостерігається досить часто. У цих умовах, особливо в глинистих породах, особливо небезпечно морозне вивітрювання й одночасне зволоження ґрунтів накопичувальні атмосферними й ґрунтовими водами.

На закінчення необхідно особливо підкреслити, що принципово найбільш просте рішення завдання полягає у зведенні споруджень на товщі здорових вивітрєних порід, для чого необхідно знімати покриваючі їхні маси зруйнованого ґрунту, крім того, при виборі трас мостових переходів і тунелів необхідно прагнути розташовувати спорудження на ділянках з найменшим нагромадженням вивітрєних мас породи й найменшого розвитку потужності зони активного вивітрювання.

Якщо неможливо зняти вивітрєних маси, варто передбачати спеціальні інженерні заходи, здатні забезпечувати міцність і стійкість проєктованих споруджень у несприятливих умовах.

### **Делювіальні процеси й делювій. Роль його в розвитку зсувних явищ.**

Делювієм, або делювіальними відкладеннями, називають пухкі відкладення на схилах долин гір і їхніх підніж, що утворилися в результаті переміщення й відкладення продуктів вивітрювання гірських порід на більше низькі ділянки під впливом сили ваги й змиву дощовими водами.

Делювіальні відкладення являють собою скупчення різнорідного пухкого неокатанного й нешаруватого матеріалу. Дуже часто делювій



складається з деякої глинистої або суглинної маси, що містить кутасті уламки порід різної величини й форми.

У багатьох випадках делювий складає значні ділянки схилів. Таке, наприклад, будова Чорноморського узбережжя Кавказу й Криму, де делювій оперізує майже суцільним шлейфом підніжжя гір (мал. 39.4). З переміщенням делювия по схилі до моря зв'язані численні зсуви, що загрожують угіддям і поселенням.

Найбільшій потужності делювій досягає звичайно в підніжжя схилів, найменшій - на найбільш крутих його ділянках. Значні товщі делювия накопичуються у всякого роду депресіях на схилах, наприклад у похованих бічних долинах. У цих умовах потужність делювия може досягати декількох десятків і навіть сотень метрів.

Делювій на відміну від елювію, за винятком верхніх ділянок схилу, часто перекриває зовсім далекі йому породи. Разом з тим делювій усюди, за винятком на й нижчого за умовами рельєфу свого положення (наприклад, у підставі схилу), перебуває звичайно в стані несталої рівноваги. Ця обставина є винятково важливим, тому що воно визначає умови стійкості делювия на схилах при виконанні тих або інших робіт (проведення дериваційних каналів, будівництво доріг, екскавація виїмок і т.д.).

По сутності процесу формування делювіальних мас ця порода на схилах перебуває в русі, але швидкість її зсуву буває настільки незначною, що ледь убачається по зовнішніх ознаках.

Наміру будівельників зняти всю товщу делювия, щоб заснувати спорудження на стійкій породі, у корінному її заляганні, далеко не завжди можна здійснити внаслідок великої потужності й широкого поширення делювия.

Для боротьби з оповзанням делювіальних мас часто, особливо при будівництві доріг, використовують підпірні стінки. При малій потужності делювия, невеликій його вологості й можливості обґрунтувати стінку на корінних породах схилу такі стінки виявляються ефективними, у протилежному ж випадку вони марні.

Основною передумовою порушення стійкості делювіальних мас є додаткове зволоження його. Делювій на схилах може воложитися по найрізноманітніших причинах. До них відносять атмосферні опади, підйом рівня води у водоймищах, фільтрацію води з дериваційних каналів, поливи городів, витік господарських вод і т.д.

Стійкість делювіальних мас на схилах може порушуватися також внаслідок підпиту вальних делювія ґрунтовими водами на контакті з корінними породами. Підживлення водою відбувається іноді, коли делювій у вигляді переміщеної глинистої маси перекривають собою, як плащем, всі водонесні обрії корінного схилу. Вода, втратившись вільного виходу, просочує всю товщу делювия, збільшує вагу його й позбавляє зчеплення глинисті маси. Впливаючи на них гідродинамічно, вода робить їх здатними до переміщення на дуже пологих схилах з кутом падіння, вимірюваним усього лише декількома градусами ( $4^\Phi$  и менше).

Ніж більше грубозернистий делювій, тим менш він рухливий. Однак в окремих випадках можливо катастрофічне переміщення навіть і грубообломочного матеріалу в бурхливих грязьових потоках, що утворюються в полонинах внаслідок рясних дощів.

Стійкість делювія на зрушення залежно від його состава й ступеня зволоження може варіювати в широких межах. Так, у глинистих різниць делювія кут внутрішнього тертя  $\phi$  може коливатися від 4—5 до 45<sup>®</sup>, а зчеплення — від 0,05 до 0,5 кг/див<sup>2</sup>. Таким чином, з погляду будівництва делювій може мати багатьма негативними показниками, що змушує підходити до його оцінці при обстеженні площадки  $G$  великою обережністю. Показниками малої стійкості делювіальних відкладень можуть служити характер і рельєф самого схилу й наявність на ньому так званих зсувних цирків як слідів колишніх зсувів, віючі-кого роду тріщин, вигнуті, нахилені дерева («п'яний ліс»), похилі телеграфні стовпи й будови, заболоченість схилів, порушення покриття доріг, стежок і т. д.

При малій потужності делювій легко можна зняти й належну стійкість дорожнього полотна або інших споруджень, розташовуваних на схилі, можна забезпечити за даних обставин про мінімальними грабарствами.

### **Геологічна діяльність вітру.**

Вітер значно активізує процеси вивітрювання гірських порід. Внаслідок дефляції (видування) і розвівання продуктів руйнування у відповідних кліматичних умовах, оголюються й попадають під вплив агентів вивітрювання свіжі, ще не порушені вивітрюванням поверхні. Захоплені повітряним потоком дрібні продукти руйнування гірських порід переносяться на більші або менші відстані від місць їхнього утворення. У цих умовах вітер виступає вже в ролі транспортуючого агента. Піднятий пил іноді переноситься вітрами за тисячі кілометрів від її утворення. Більше грубий матеріал, наприклад пісок, будучи піднятий у повітря, ставиться звичайно на десятки й лише в рідких випадках на сотні метрів. У даних умовах відбувається, по суті, своєрідне перевітання піску. Захоплений повітряним потоком матеріал рано або пізно випадає на поверхню Землі, де й закріплюється внаслідок тих або інших причин. Роль рослинності (трави, чагарнику, дерев) у цьому процесі закріплення досить велика.

Процес нагромадження принесеного вітром матеріалу в багатьох випадках триває тривалий час, і потужність продуктів, що відклалися, поступово наростає. Так виникають своєрідні еолові відкладення, до яких відносять еолові піски (дюни й бархани), а також досить своєрідна по властивостях порода - еоловий лес. Потужність товщі такого лесу нерідко досягає декількох десятків метрів.

По зовнішніх ознаках еоловий лес являє собою у відомій мері зв'язну глинисту пиловату нешарувату породу ясно-жовтий або сірувато-жовтий кольори, що легко розтирається між пальцями й, що саме головне, досить

пористу. Пористість, а також пылеватість породи повідомляють лес і близьким до нього по составі й стану породам (ліссовидні суглинки) дуже слабку водостійкість.

Дюни й бархани являють собою своєрідні хол-ми й гряди, складені піщаним матеріалом. Дюни характерні для узбереж морів, озер і великих рік (Волга, Дніпро, Дон) і т. Д. Широко поширені дюни на узбережжя Балтійського моря і його заток. Висота дюн досягає там 20 м і більше. Барханні піски поширені в пустельних і напівпустельних зонах. У наших Середньоазійських республіках барханні піски покривають території близько 1 млн. км<sup>2</sup>. Висота їх нерідко досягає десятків метрів, а у виняткових випадках і більше.

Бархани звичайно складені зі слабо окатаних пісків. Із цієї причини такі піски динамічно значно більше стійкі, чим пісок у дюнах, де він звичайно відрізняється гарної окатаністю. Ця властивість властива піскам у дюнах у силу їхнього походження, пов'язаного з розвіванням, переносом вітром і відкладенням пісків у водних басейнах і водотоках з безперервним перекатом і перемиванням. З останньої причини вони більше чисті, що знов-таки веде до зниженої динамічної стійкості дюнних пісків. Відомий ряд великих аварій у зв'язку із цією особливістю піску в дюнах.

Характерною рисою дюн і барханів, як різновидів еолових піщаних відкладень, є їхня рухливість і здатність до переміщення під впливом вітрів переважно пануючого напрямку. Залежно від ряду факторів, у першу чергу від сили вітру й сухості клімату, швидкість переміщення дюн і барханів змінюється в межах від 2-4 до 10-20 м у рік. У виняткові ж випадках при малій висоті дюн і барханів і сильному вітрі - швидкість їхнього переміщення досягає декількох метрів у добу.

Поступальне переміщення дюн і барханів може викликати важкі наслідки для населених пунктів і інженерних споруджень. Під наступаючими пісками гинуть оброблені землі, пісками засипаються будинку й поселення, іригаційні мережі й т.д. У минулому ця обставина вирішила навіть долі деяких держав. Так, в останні роки в пустельних районах Середньої Азії радянські археологи розкрили багато чудових історичних пам'ятників: міцності, мавзолеї й палаци (Хорезма), протягом століть що залишилися похованими під пісками. На тисячоріччя виявилися засипані пісками храми й спорудження древніх царств (Єгипту), відкритими археологами. Особливо швидко рухливими пісками й пісками, стерпними по повітрю, заносяться дорожні виїмки й канали. Бували випадки замету піском виїмок глибиною 2-3 м протягом 1 року.

Не менш серйозним виявляється нерідко й зворотний процес: розвівання й віднесення вітром піску. Під погрозою розвівання можуть виявитися дорожні насипи, зокрема на мостових переходах. У певних обставинах у зв'язку з віднесенням піску вітром можуть оголюватися фундаменти берегових опор мостів, шляхопроводів і інших споруджень.

Поряд з рухливими значно поширені також дюни й бархани, що втратили здатність до переміщення. Такі утворення називають нерухливими -

що закріпилися дюни й барханами. Подібного роду дюни зустрічаються в наших північних залісених районах.

Основним засобом закріплення дюн і почасти барханів є сполучна роль рослинності. Посадки рослинного матеріалу широко використовуються для штучного закріплення пересувних пісків. Залежно від кліматичних умов району для цієї мети використовують деревну рослинність — різного роду чагарники й трави. У північних районах дюни закріплюють в основному посадками гірської сосни. У пустельних районах Середньої Азії широко відомий чагарнообразних злак селін і безлистих саксаул, надійно закріплюючи піски.

Для цих же цілей у південних районах використовують піщану акацію, піщаний овес, дике жито й берегову пшеницю. Ці ж зламі приносять більшу користь при закріпленні піщаних насипів. Для закріплення рухливих пісків поряд з рослинністю використовують різного роду щити. Таким шляхом утворюються своєрідні цвинтарі барханів, що втратили свою рухливість. Однак при порушенні рослинного покриву (наприклад, у зв'язку з будівельними роботами) дюни й бархани можуть знову знайти рухливість.

У нашій країні вживали вдалі, але поки дорогі спроби штучного закріплення рухливих пісків за допомогою покриття їхньої поверхні сполучними матеріалами, зокрема нефтяним бітумом, бітумними емульсіями, парафіномазутними сумішами.

Як показує досвід, штучно закріплювати дюни й бархани цілком можливо, хоча на це потрібно багато праці.

### **Ґрунту й почвообразуючі процеси.**

У певних умовах процеси вивітрювання приводять до утворення ґрунтового шару на поверхні ґрунтової товщі. Під ґрунтом розуміють Верхні зовнішні обрії гірських порід, змінені спільним впливом двох одночасно, що протікають процесів: вивітрювання п ґрунтоутворення. В останньому випадку переважають біологічні процеси.

Ґрунти є функцією фізико-географічних умов клімату, почвообразуючі (материнської) породи, рослинності, тваринного миру, рельєфу, місцевості і її віку. Основна роль у формуванні типу ґрунту належить клімату. Інші фактори ґрунтоутворення мають підлегле значення й не впливають на виробіток виду ґрунтів; їхня діяльність веде лише до підрозділу ґрунтів на різновиді того самого типу ґрунту.

Оскільки клімат є зональним, основні типи ґрунтів розподілені на земній кулі по поясах (зонам).

У напрямку з півночі на південь розрізняються наступні зональні типи ґрунтів: тундрові, підзолисті й дерено-підзолисті, сірі лісостепові, чорноземи, каштанові й бурі ґрунти сухих степів, сіроземи пустельних степів і пустель, червоноземи.

Крім зазначених основних типів зональних ґрунтів є так звані інтрозональні ґрунту, які залягають у деяких зональних ґрунтових поясах.

Найбільше широко розповсюдженими типами інтрозональних ґрунтів є: на півночі й у лісовій зоні - болотні, а на півдні - засолені (солонці й солончаки). Ґрунтові обрії мають звичайно дуже складна будова п більшу строкатість. Проте виявляється досить певна закономірність у їхній будові. Найчастіше виділяють два основних генетичних обрії: елювіальним, позначуваним індексом А; иллювіальний, позначуваний індексом В. Нижче обрію В розташовується материнська порода, що позначають індексом С. Обрій А звичайно підрозділяють на три подгоризонта: А<sup>0</sup> — дернини; А<sup>1</sup> — перегнойно-аккумулятивні, у якому відбувається нагромадження гумусу, тобто перегнійних речовин; А<sup>2</sup> — вилужений, що характеризується переважним виносом речовин в обрій В, у якому накопичуються речовини, вимиті з вищезалягаюших ґрунтових обріїв. Обрій В тому іноді називають обрієм вмива. Нижче приводиться коротка характеристика типів ґрунтів.

Тундрові ґрунти звичайно заболочені у зв'язку з великою вологістю повітря й слабкою випаровуваністю, властивими високим широтам. Заболочуванню ґрунтів сприяє також близьке залягання від поверхні в районі тундри водонепроникного шару вічної мерзлоти.

У зв'язку з низькими температурами процес розкладання органічних речовин у районі тундри проходить винятково повільно, тому тундрові ґрунти характеризуються бідним змістом перегнійних речовин. Ці ґрунти характеризуються великий рихлістю, наявністю в них великої кількості рослинних залишків, що погано розклалися, швидкої размокаемостью при зволоженні й великій величині об'ємної усадки при висиханні. По всіх цих причинах тундрові ґрунти в будівельному відношенні (і як підстава, і як матеріал для дорожнього полотна) досить незадовільні.

Підзолисті й дерново-підзолисті з ы поширені в поясах лісів. Обрій А<sup>2</sup> своїм білястим відтінком нагадує золу, звідки він і одержав свою назву. Через великий, кількості атмосферних опадів у цьому поясі сольовий состав підзолистих ґрунтів збіднений внаслідок вимивання солей. Нижній же обрій ґрунту В збагачується солями, принесеними в нього з покривного обрію. Ці солі трохи цементують ґрунт у нижньому обрії; вона розпадається на грудки у вигляді невеликих орешків з гострими гранями або на стовпчики.

Будівельні властивості підзолистих і дерено-підзолистих ґрунтів залежать від состава материнської породи. У загальному випадку вони мають досить задовільні будівельні властивості, особливо піщані й супіщані їхні різниці.

Сірі лісові землі займають проміжне положення між чорноземними й підзолистими ґрунтами. Сірі лісові землі властиві районам, де смуги лісів чергуються з масивами степів. Такі райони називають лісостеповими. Сірі лісові ґрунти мають різні будівельні властивості; частина їх наближається до дерено-підзолистих, в іншому — до чорноземів.

Чорноземи поширені в степовій смузі з теплим кліматом — там, де розкладання рослинних і тваринних залишків Іде досить інтенсивно. Завдяки цьому ґрунт збагачується перегноем, що надає їй чорний колір. Потужність чорнозему досягає 1 м, а в деяких випадках більше.

Чорноземні ґрунти, що відрізняються родючістю, по будівельних властивостях досить незадовільні через високий вміст вологи, липкості, швидкої розмокаємої осі. У суху погоду вони сильно порожкають, у дощову - перетворюються в липкий бруд, і ґрунтової дороги стають непрохідними.

Каштанові ґрунти поширені до півдня і юго-схід від чорноземного пояса. Вони характерні для районів, відносно бідних опадами, але одночасно відрізняються інтенсивним випаром. Такі ґрунти утворюються в умовах довгого жаркого літа й короткої суворої зими.

Каштанові ґрунти відрізняються зниженою вологістю. Колір їх темно-коричневий, що й послужило приводом називати їх каштановими. Залежно від вмісту перегною колір таких ґрунтів те темніший, те більше світлий. Таким чином, виникають багато різниць каштанових ґрунтів, що розрізняються по кольорі, - від світло-каштанових до темно-каштанових. Каштанові ґрунти в умовах сухих степів півдня СРСР по будівельних властивостях є досить задовільними ґрунтами. Основний їхній недолік - швидка розмокаємость, але в умовах півдня СРСР вони швидко просихають.

Бурі ґрунти поширені до південно-сходу від світло-каштанових ґрунтів. Опадів тут випадає ще менше. Клімат відрізняється ще більшою континентальністю, у результаті чого бурі ґрунти відрізняються підвищеним вмістом солей. Це обставина, незважаючи на слабе насичення ґрунтів перегноем, забезпечує при належному їхньому зволоженні високу родючість, однак через підвищений вміст солей різко знижуються їхні будівельні властивості. Ґрунту пустель досить різноманітні по складу. Через кліматичні й природні умови, властивих зонам пустель, ні ґрунти бідні гумусом і разом з тим збагачені різними сплями, у тому числі вуглекислим кальцієм, хлористим і сірчанокислим натрієм, магнієм і навіть содою. Ґрунту пустель називають сіроземами пні світлоземами. Вони займають більшу територію, розташовану південніше смуги бурих ґрунтів. Сіроземи по своїх будівельних властивостях є досить незадовільними ґрунтами. Вслід-• ГВІЄ підвищеного вмісту в сіроземах солей вони дуже сильно пілять і швидко розмокають.

Червоноземи характерні для районів з теплим кліматом, більшим або навіть надлишковою кількістю опадів і широко розвинутою лісовою рослинністю (Причорномор'я Кавказу й Південний берег Криму). У межах Радянського Союзу червоноземи поширені дуже обмежено.

Солончаки й солонці перебувають головним чином у районах з жарким посушливим кліматом. Циркуючі близько до поверхні засолені ґрунтові води, піднімаючись у верхні шари ґрунту й випаровуючись, утворюють скупчення солей на поверхні землі. Поверхневий шар таких ґрунтів у суху погоду покривається соляним нальотом, що надає їм білий або білястий колір. Після дощу солончаки перетворюються в грузлі, непрохідні соляні болота. Опадами, що випадають, солі з поверхневого об'єму захоплюються вглиб, і солончаки поступово перетворюються в солонці, менш багаті солями.

Солончаки й солонці, як правило, не застосовують для пристрою дорожнього полотна. Розроблено особливі технічні умови по застосуванню цих ґрунтів як підстава для дорожнього полотна і як ґрунт для зведення дорожнього полотна.

## ЛЕКЦІЯ №3

### КАРСТ І КАРСТОУТВОРЕННЯ

#### **Сутність і значення явища.**

Карстоутворення, або просто карст, являє собою одну зі своєрідних форм хімічного вивітрювання гірських порід. Особливо піддані такому вивітрюванню вапняки й гіпс. За певних умов у товщі цих порід утворюються всякого роду порожнечі, каверни, підземні ходи й іноді навіть печери досить великих розмірів. З великих печер у СРСР відомі Кунгурская печера в гіпсах (Пермська область), лабіринти якої мають загальну довжину 46 км, а також грандіозна печера у вапняках Нового Афона (Абхазія).

У результаті вищелачивання гірських порід усякого роду ходи й порожнини неминуче зв'язуються між собою. Так, утворюються суцільні ходи великої довжини. У багатьох випадках особливо закарстованими виявляються борти долин.

Провал покрівлі карстових порожнин спричиняє утворення воронкоподібних поглиблень, названих карстовими вирвами. Як приклад укажемо, що в 1937 р. такий провал з утворенням вирви більше 100 м у поперечнику й глибиною близько 20 м відбувся в Іванівській області. Карстові вирви іноді захоплюють більші площі, створюючи своєрідний карстовий ландшафт. Найнебезпечніші свіжі вирви, що свідчать про активність карстоутворення в даному районі. Вік вирв можна визначити по ступені заростання їхньою рослинністю й сглаженості країв.

Нерідко ж карстові вирви розвиваються з поверхні. Більша частина таких вирв з'явилася внаслідок процесів, що протікають на контакті із ґрунтовим шаром, що виділяють вуглекислоту.

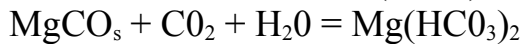
У закарстованих областях нерідко цілі ріки йдуть із поверхні, виникаючи підземні потоки. Шаора в західній Грузії, що через 2 км знову виходить на поверхню за назвою р. Шараулы.

Крім описаного вище характерного виду карсту відомий карст похований - перекриваємий породами, що відклалися після його розвитку. Коли карст перекритий глинами, всі порожнечі звичайно закриваються ними (наприклад, карстові порожнечі в понтических вапняках на півдні України).

Карстоутворення, що зв'язується з вищелачиванням карбонатних і сульфатних порід, залежить від розчинності їхніх солей, що складають. Так, розчинність гіпсу в дистильованій воді може досягати 2,6 г/л, вуглекислого кальцію — 0,013 г/л. При наявності у воді вільної вуглекислоти  $\text{CO}_2$  розчинність вапняків і доломітів (вуглекислі кальцій і магній) збільшується в багато разів. Зокрема, при звичайному змісті в підземних водах вільної вуглекислоти в межах від 15 до 40 мг/л розчинність кальцію підвищується до 150 мг/л.



Розчинюючий вплив вільної вуглекислоти на вапняки й доломіти полягає в тім, що  $\text{CO}_2$  переводить практично нерозчинні карбонати кальцію й магнію в розчинні бікарбонати. Реакція ця йде по формулах:



З іншого боку, зміст у воді вільної  $\text{CO}_2$  ніяк не впливає на розчинність гіпсів і ангідритів (сірчаноокислі солі кальцію), тоді як хлористий натрій підвищує розчинність гіпсу майже в 4 рази; через наявність же в розчині сірчаноокислого магнію гіпс майже не розчиняється в такій воді.

Розчинність тих або інших солей залежить від досягнутої концентрації розчину. У міру насичення розчину розчинююча здатність його падає. При повнім насиченні його ця здатність зводиться до нуля. З погляду карстоутворення найнебезпечнішими є атмосферні води, що проникають у товщу розчинних порід, наприклад, по тріщинах. На своєму шляху води усе більше насичуються; концентрація їхнього розчину при цьому підвищується, що розчиняє ж здатність його падає. Таким чином, у початковій стадії процес вищелачивання обмежується деякою довжиною шляху руху води.

Відповідно до досліджень В. Г. Науменко, інтенсивність вищелачивання гіпсу цілком визначається швидкістю руху підземних вод і не залежить від ширини розкриття тріщин. При прогресуючому розвитку тріщин швидкості руху по них води різко зростають (пропорційно квадрату розкриття щілини).

Карстоутворення особливо інтенсивно проявляється в товщі відповідних порід поблизу дренавальних їхніх долин, де швидкості руху підземних вод виявляються найбільшими. Нижче дренавального обрїю процес карстоутворення поступово загасає. Тому глибинний карст звичайно виражається кавернозністю породи.

За певних умов вищелачивання навіть таких порівняно важкорозчинних порід, як, вапняки, досягає величезних розмірів. Особливо інтенсивно карсти утворюються в зонах підвищеної тріщинуватості товщі. У цьому плані небезпечними виявляються всякого роду тектонічні лінії (зсувів, скидань, розколовши й т.д.).

Слід зазначити, однак, що вищелачивання водою карбонатних порід (вапняків і доломітів) іде в часі відносно слабо й повільно. У силу цього при оцінці таких порід доводиться враховувати в основному вузь існуючий у них карст. У зіставленні про реальними строками експлуатації споруджень можливість скільки-небудь різкого розвитку карсту в цих умовах виключається. В результаті великої розчинності небезпека їх вищелачивання в підставі споруджень стає цілком реальною, і в певних умовах карст у гіпсових породах може різко прогресувати з усіма наслідками, що випливають звідси. Необхідно відзначити, що в сульфатних породах карст розвивається зі значною швидкістю, і нові вирви й провали можуть з'являтися щорічно.

### **Умови будівництва.**

Зведення інженерних споруджень у районах розвитку карсту в багатьох випадках сполучено із чималими труднощами. Так, при перетинанні тунелями гірських масивів, складених карбонатними породами (вапняками, доломітами), завжди варто побоюватися наявності в них карстових утворень і в першу чергу карстових печер (наприклад, тунелі на 527 км залізниці Тбілісі - Джульфа).

Особливі труднощі виникають при розташуванні підлоги карстових печер нижче полотна дороги, тому що в цих умовах важко забезпечити відповідні проектні рівні (внутритунельні естакади, мости, насипи й т.д.). В одному з тунелів на Уралі при наявності в масиві карсту для пропуску шляху довелося звести арковий міст отвором в 4,5 м.

У деяких випадках у подібних умовах доводиться кидати, уже пройдені ділянки тунелів і переходити на нові траси. Така обстановка, зокрема, створилася на роботах із проходки тунелю на дорозі Рим - Неаполь при зустрічі з печерою глибиною до 50 м, у яку тунель увійшов у її покрівлі (під стелею).

Для полегшення експлуатації тих тунелів, де можливо обвал блоків породи зі стелі карстових печер, необхідне відповідне оброблення (одяг) тунелів. При проектуванні цих оброблень необхідно зважати на можливість різких ударів по ній, а також ушкодження оброблення тунелів падаючими блоками значних розмірів. При проходці тунелів у закарстованих масивах найбільші труднощі, сполучені іноді з катастрофічними наслідками, виникають у випадку розкриття при роботах підземних потоків і затоплення виробітку з витратою їх до 10 м<sup>3</sup>/с.

Для споруджень великої маси карстові порожнини, близько розташовані до земної поверхні, можуть являти реальну загрозу у зв'язку з можливістю розвитку провальних явищ. Відомі випадки провалів залізничних насипів, зведених у районах розвитку гіпсу (район м. Уфи, 1927). У деяких випадках такі провали виникли в результаті розвитку каста в підставі насипів внаслідок просочування вод дорожніх кюветів.

При зведенні берегових мостових опор у карстових областях також завжди існує небезпека їхнього значного ушкодження й навіть повного знищення як наслідок провалу покрівлі карстових порожнин, оказавшись під спорудженням. Принципово найбільше просто завдання вирішується при цьому виносом споруджень за межі карстових форм. Якщо це неможливо, допускається розміщати спорудження в зонах найменшого прояву карсту. У пошуках найбільш сприятливих місць розміщення споруджень необхідно особливо уважно уникати тектонічних зон, де карст розвивається особливо інтенсивно.

У цьому випадку, коли неможливо розмістити спорудження на іншому, більше сприятливому місці, необхідну міцність закарстованої товщі карбонатних порід у підставі проектного спорудження можна забезпечити шляхом ін'єкції в неї під тиском: у першій стадії худих сумішей, збагачених дрібнозернистим або тонкозернистим піском; у наступній же стадії цементно-глинистого розчину. У цьому випадку щільно заповнюють

розчином лише ті порожнини, які по своїх розмірах небезпечні для спорудження, і не допускають марного витoku розчину по тонких тріщинах.

Разом з тим відзначимо, що в багатьох випадках небезпека утворення карстів перебільшується без достатніх підстав. Доказом цьому служить сприятлива експлуатація ряду мостів, зведених на карстующих породах, наприклад Свяжского мосту через Волгу. Тут у районі правобережного примикання в товщі були зустрінуті гипсоносні мергелі й доломіти пермського часу. Неподалік від мосту є карстові вирви. В аналогічному положенні виявився один з мостів на Оці. Гипсоносні породи там залягають під проміжними опорами мосту під товщею алювіальних відкладень. Опори працюють у цих умовах цілком нормально, у той час як правобережна підвалина мосту, вільний від небезпеки, пов'язаної з карстом, виявився деформованим у зв'язку зі зсувними явищами на цьому березі. У слабких і особливих формах розвитку карстові явища зустрічаються в пишучій крейді (карст Російської рівнини). Крейда, будучи майже повністю розчинною породою, будучи відносно пухким, легко піддається не тільки розчиненню, але й розмиву водою, що циркулює в ньому по тріщинах. Звичайно карстові порожнини в крейді виявляються заповненими піщано-глинистими матеріалом, що значною мірою перешкоджає подальшому розвитку карсту й навіть веде до повного припинення карстових процесів. Варто згадати ще про одну досить специфічну форму карстоутворення, який є так званий глинистий карст. Це явище особливо характерно для засолених і, зокрема, загіпсованих глинистих товщ. У цьому випадку в певних умовах теж утворюються печери, вирви, провали й т.д. Глинистий карст утвориться у зв'язку з легкою розмитістю засолених пилуватих глинистих порід, що вони здобувають у певних умовах при постійно, що чергується зволоженні, і висиханні.

## **ЕРОЗИЯ І ЇЇ ЗНАЧЕННЯ В ДОРОЖНІЙ І МОСТОВОЙ ПРАКТИЦІ**

### **Утворення ярів.**

На формування рельєфу земної поверхні величезний вплив робить процес розмиву гірських порід поточною водою. Цей процес називають ерозією. Ерозія знаходить своє вираження як у руслі постійних потоків, так і тимчасових, зобов'язаним опадам (дощі, зливи, танення снігового покриву). Процес оврагообразования прямим образом пов'язаний з так званою донною ерозією й виражається він у безперервному розмиві текучою водою дна яру. Через прогресуючий розмив ґрунту у вершині яр росте нагору за течією потоку, назустріч йому. У цьому випадку ми зіштовхуємося з так званою назадньою або регресивною ерозією.

Утворення ярів і розвиток існуючої яружної мережі являють більшу загрозу для культурних угідь і поселень, а також дорожніх і інших споруджень. При поглибленні яру висота його бортів підвищується, що веде до неминучого розвитку ширини яру поверху. Мало того, з теорії стійкості

укосів треба, що в породах, що володіють тим або іншому зчепленню, усякий більше високий укіс у нижній частині неминуче виявляється більше пологим. Ця обставина приводить до ще більш значного розвитку ширини яру поверху при його поглибленні.

Погроза спорудженням, селищам і вгіддям нерідко викликається винятково швидким розвитком яружної мережі, особливо на схилах. У деяких випадках зафіксований розвиток ярів по довжині на десятки метрів у рік у зв'язку з отступанням їхніх вершин. Із цих причин, а також через розвиток ширини ярів при їхньому поглибленні спорудження, розташовані поблизу ярів, можуть із часом підмиватися й втрачати свою стійкість. У такому положенні можуть виявитися, зокрема, підхідні до мостів насипу й особливо берегові опори (підвалини) мостів. небезпека збільшується тим, що при звичайно значних ухилах тут подальше поглиблення й розширення ярів відбуваються часто досить інтенсивно.

Необхідно дуже уважно ставитися до водоспусків з дорожніх каналів і лотків, не допускаючи їхнього перетворення в джерело утворення нових ярів. водоспуск може стати початком яру, якщо траса дороги прокладена по легкоразмываемым ґрунтах і ґрунтам, а пришляхові канали не укріплені.

Яри нерідко досягають глибини в кілька десятків метрів і мають всіляку довжину, у деяких випадках 5-10 і навіть 20 км. Для інтенсивного розвитку ярів істотне значення мають наявність у покривній товщі слабко зв'язкових, легкоразмываемых порід; інтенсивне випадання атмосферних опадів; низьке положення базису ерозії річкової мережі й, як наслідок цього, базису дренажу ґрунтових вод; слабкий ступінь залесеності району.

Перша умова приводить до особливо швидкого розвитку ярів у товщі чорнозему, лесів і інших молодих ґрунтових і ґрунтових утворень. Відзначимо, що початку розвитку ярів у лесах багато в чому можуть сприяти неправильно виконані дорожні канали, лотки і навіть такі на перший погляд малозначні фактори, як нори землероев. Яри швидко розвиваються в районах, з інтенсивним поверхневим стоком (часті зливи, великий сніжний покрив і дружна весна зі швидким сніготаненням).

Положення базису ерозії обмежує можливу глибину ярів і, як наслідок цього, розвиток ширини яру поверху. Для боротьби з утворенням ярів передбачений ряд профілактичних заходів щодо збереження цілісності поверхневого покриву, у тому числі заборона вирубок лісу й чагарнику на схилах, випасу тут худоби, оранки й т.д.

Активні заходи щодо захисту території від подальшого розвитку ярів зводяться в основному до впорядкування поверхневого стоку (обвалування ярів, особливо їхніх вершин; пристрій мережі каналів і лотків і т.д.); захисту дна ярів від розмиву всякого роду пристроями; використанню закріплюючої ролі рослинності.

У ряді випадків виникає необхідність захисту схилів ярів від прояву бічної ерозії. Для цього найпростіше влаштовувати в підніжжя схилів поздовжні плотові огорожі із забиванням їхньою землею, а також залісенням схилів.

## Прояв ерозії в долинах рік.

Як відзначалося вище, процеси ерозії, пов'язані з геологічною діяльністю рік, роблять винятково великий вплив на формування земної поверхні. Ерозія у водотоках виражається або поглибленням його русла (донна, або глибинна ерозія), або розширенням її **долини** за рахунок подмыва берегів водотоку (бічна ерозія). Інтенсивність ерозії залежить від міцності розмивних гірських порід і сили потоку; очевидно, що слабкі породи з малою міцністю внутрішніх зв'язків або не володіють ними, буде особливо легко піддаватися розмиву.

Інтенсивність ерозії в значній мірі залежить також і від характеру й кількості ваблених водотоком наносів, що роблять истирающе вплив на ложі водотоку. Найбільшої истираючої здатністю володіють уламкові продукти, що утворилися із твердих скелястих порід у вигляді кругляка, гальки й гравію, а також кварцовий пісок. Слід зазначити, що ерозія в скелястих породах відбувається за рахунок стирання порід наносами, що тоді як розмиває здатність чистої води досить слабка. Саме собою зрозуміло, що інтенсивність ерозії залежить від швидкості водотоку.

Істотну роль у процесі ерозії грають час і потужність потоку. За тривалі періоди часу зазначені вище процеси при всій їхній малій швидкості прояву приводять до корінних змін. Під дією текучої води не може встояти жодна, навіть сама тверда порода. У результаті впливу ерозії долини рік поступово заглиблюються й розширюються; височини, що розділяють долини, поступово руйнуються й знижуються, а схили стають усе більше пологими. В остаточному підсумку під впливом ерозії й пов'язаного з нею виносу продуктів руйнування й розмиву гірських порід гірський рельєф із часом стає усе м'якше. Прикладами можуть служити багато глибоких ущелин зі скелястими схилами. Такі, зокрема, каньйони Ангренського плато у Фергані з висотою стін до 1000 м, Дарьяльське ущелина на Кавказі, глибокі долини з майже стрімкими базальтовими бортами у Вірменії.

Початкова стадія розвитку ландшафту в будь-якій країні, що відповідає різкому прояву ерозії й глибокому урізанню долин у гірські масиви, називається юної.

Із часом у результаті ерозійної діяльності ландшафт країни усе більше виполаживається й у відомій мері здобуває рівнинний характер. У цій стадії розвитку країни, названої зрілої, ріки течуть у відносно неглибоких долинах, що постійно розвиваються по ширині. Ерозійна діяльність на цій стадії значно послабляється. Після цього територія вступає в так звану старечу стадію. На цій стадії регіон здобуває характер граничної рівнини, названої в спеціальній літературі пенеппеном. Внаслідок слабкої положистості місцевості ерозійна діяльність на цій стадії практично припиняється. Однак і ця стадія в більшості випадків або не досягається повністю, або носить лише відносно тимчасовий характер, порушуючись тектонічними явищами.

Особливо інтенсивно проявляється ерозія в епохи тектонічних революцій, пов'язаних із загальними підйомами суши й горотворенням. Разом з тим в епохи тектонічного спокою інтенсивність ерозії поступово знижується, у першу чергу у зв'язку із загальним випо-лаживанием суши як наслідком прояву самої ерозії. З тектонічним підняттям країни ерозійна діяльність поживляється, рельєф омолоджується, і регіон знову може вступити на шлях проходження всіх циклів розвитку.

Швидкість бігу води у водотоці, а отже, і інтенсивність ерозії пов'язані з величиною ухилу ріки. У зв'язку із цим ерозія найбільше всього проявляється на гірських ділянках (більші ухили), причому тут превалює донна ерозія. На рівнинних ділянках інтенсивність донної ерозії різко послабляється, уступаючи в ряді випадків місце бічної ерозії.

Ерозійна діяльність потоку найбільше інтенсивно протікає в руслових частинах рік. На затоплені в період паводків заплавної ділянках глибини рік бувають звичайно значно меншими, чим у руслах. Крім того, заплави рік звичайно бувають покриті рослинністю (лугові трави, чагарники й т.д.). Обов'язково ці обставини знижують швидкості плину на цих ділянках, у результаті чого на заплавної ділянках лише в рідких випадках значно проявляється ерозія. Висотне положення устя водотоку визначається, як правило, рівнем водойми (моря, озера), що приймає водотік. Отже, і прояв ерозії обмежується цим рівнем який, як говорилося, називають базисом ерозії.

Для рік, що впадають у моря й океани, базисом ерозії служить рівень океану. У загальному випадку рівень океану зберігається відносно постійним. Однак за певних умов він змінюється (евстатические коливання). Зокрема, евстатические явища зв'язують із льодовиковими періодами, тобто із часами потужного заледеніння величезних просторів суши (порушення нормального круговороту води в природі). Припускають, що при останньому за часом заледенінні, що охоплює у своїх декількох фазах період 10-500 тис. років до нашого часу, рівень океану понизився на 50 м і навіть більше. На відміну від відкритих басейнів коливання рівня в замкнутих водоймах, подібних Каспійському морю, або озерах можна зв'язувати про кліматичними змінами як найбільш загальними явищами. Відзначимо, що за доступний для огляду історичний період рівень Каспійського моря понизився приблизно на 12 м, про що свідчать знахідки в затопленому стані на західному узбережжі Каспійського моря численних залишків кріпосних споруджень і древніх поховань.

Очевидно, що базисом ерозії для припливів деякого водотоку буде служити рівень головної водної артерії. Цікаво відзначити, що правий високий берег Волги в ряді місць тут розсічений досить глибокими ярами. Базис ерозії для припливу в гірських умовах крім розглянутих вище загальних причин і особливо в сейсмічних районах може підвищитися через подпружинивання водотік завалами його долини. У цьому випадку базисом ерозії буде служити гребінь перешкоди, що утворилася. Коли ріка перекидається греблею, базисом ерозії служить рівень створеного водоймища. Природно, що в подібних умовах ерозійна діяльність може

істотно обмежитися по масштабах. Разом з тим прояв донної ерозії на тих або інших ділянках водотоків може істотно підсилюватися у зв'язку з гідротехнічним будівництвом (випрямлення русьвів, перепуск водотоків, скидання води з водоймищ і т.п.).

Як відзначалося вище, роль ерозії у формуванні долин водотоків і ландшафту в геологічному минулому була винятково великою. Однак і в цей час ерозія може суттєво проявлятися в процесі експлуатації дорожніх, у першу чергу мостових споруджень.

Прояву донної ерозії будівельники мостів повинні враховувати у всіх випадках при розміщенні мостових опор у руслі водотоку або на його заплаві, затоплюваної в повіддя. Стиснення живого перетину потоку опорами й викликуване цим збільшення його швидкості приводить у цих випадках до інтенсивного поглиблення русла, причому дно водотоку може розмиватися з винятковою швидкістю, тим більшою, ніж меншою связністю відрізняються ґрунти. У цьому змісті алювіальні відкладення, у першу чергу піщані, як повністю позбавлені связности, відрізняються найменшою стійкістю. Корінні ж (дочетвертичні) скелясті й глинисті породи більше стійкі.

Разом з тим всі породи й ґрунти в ті або інші строки, що порівнюються з термінами служби мостів, за винятком здорових - неви-ветрелих магматичних порід і деяких найбільш твердих і твердих різниць кристалічних метаморфічних сланців, можуть виявитися в прольотах мостів повністю розмитими й винесеними.

У будівельній практиці було дуже багато всякого роду подій, пов'язаних з подмывом мостових опор внаслідок донної ерозії через недостатність вжитих заходів по їхньому захисті. Основною мірою в цьому напрямку є необхідне заглиблення мостових опор, що виключає можливість їх подмыва при поглибленні потоком свого русла. Величину заглиблення опор установлюю! виходячи з умови поглиблення русла в межах, що забезпечують збереження природних перетинів і швидкостей потоку. Усякі конструктивні захисні заходи: кам'яний накид, важкі фашини, шпунтові огороження й т.д. - виявляються в цьому випадку лише додатковими заходами.

Варто враховувати, що поглиблення русьвів водотоків у результаті проявів донної ерозії, як правило, приводить до розвитку на берегах водотоку зсувних явищ і до обвалення самих берегів. У певних умовах не менш небезпечними для мостів і доріг можуть виявитися наслідку бічної ерозії, що веде часто до інтенсивного подмыву берегів водотоку. Так, на меридиальних ділянках рік північної півкулі найбільше інтенсивно підмиваються праві береги (правило Бера).

У результаті бічної ерозії русла багатьох водотоків інтенсивно переміщаються убік правого берега. Внаслідок цього праві береги таких водотоків звичайно мають піднесений або навіть гористий характер, тоді як ліві їхні береги дуже часто являють собою широко розвинені низинні заплави, вигладжені ерозією.

На лівих заплавних берегах рік часто виникають своєрідні закрути — петлі. Ці петлі називають меандрами (від назви досить звивистої р. Меандр, що впадає в Егейське море).

Процес поперечного переміщення водотоку виникає безпосередньо в межах його долини. Ріка, як говорять, починає блукати по своїй долині. Під впливом бічної ерозії долина поступово розвивається завширшки у тим більшого ступеня, чим легше піддаються розмиву породи, що складають борти долин. «Отшнурованые» у результаті випрямлення русла меандри утворюють так звані стариці. У паводки стариці нерідко покриваються водою і є зручним місцем для відкладення в них, як у замкнених кишнях, найбільш тонких мулистих продуктів. Дуже часто внаслідок «отшнуровання» меандрів на заплавах озер утворюються заболочені ділянки й торф'яні болота.

При інтенсивній бічній ерозії можуть виявитися під погрозою всякого роду спорудження, у тому числі транспортні магістралі й берегові опори мостів, якщо вони недостатньо вилучені від берегової бривки або не були прийняті відповідні захисні міри. Однак процес цей звичайно йде відносно повільно, оскільки при бічній розробці долин звичайно розмиваються корінні породи. Крім того, у силу закономірного характеру цей процес легко піддається аналізу, тому що найнебезпечніші ділянки, де підмивши берега йде осбеннс інтенсивно, легко виявити візуально. У цьому змісті найважливішим показником є розвиток у береговій смузі зсувів і осипів. У першу чергу в такому положенні звичайно виявляються ввігнуті ділянки русла, у яких беріг є під впливом плину.

Звідси треба, що боротьба з бічною річковою ерозією нерідко полягає в протизсувних і берегоукріплювальних заходах. В умовах нового будівництва розумне й просте рішення завдання нерідко складається у виборі найбільш сприятливого місця розташування, тобто поза зсувними ділянками.

З іншого боку, коли неможливо вирішити завдання таким шляхом, завжди виявляється необхідно трохи відсувати возводимые спорудження (наприклад, берегові опори мостів, траси доріг) від бривки річкового укусу в глиб берега. У цьому випадку для будівництва штучно створюється якась як би заборонна смуга. При цьому берегові зсуви протягом більш-менш значного часу можуть виникати поза зоною їхнього впливу на спорудження.

Потребную ширину заборонної смуги визначають, природно, з урахуванням умов і після інженерно-геологічного аналізу обстановки. У цьому аналізі в ряді випадків безсумнівну користь можуть принести розрахунки по оцінці стійкості схилу й по визначенню профілю стійкого укусу стосовно до тої або іншої обстановки.

Цікаво відзначити, що м. Чорний Яр на Волзі близько 300 років тому перебував під безпосередньою загрозою настання на нього Волги, був перенесений на значну відстань від тодішньої берегової бривки. Незважаючи на це приречная частина міста тепер знову підмивається рікою.

Старі спорудження нерідко виявляються в угроженої зоні. У цих випадках неминуче встає питання про захист берега від подмыва за допомогою різноманітних берегозахисних заходів. Види таких заходів розглядаються у



відповідних розділах будівельної справи. Тут же слід зазначити, що бічне перемещение рік являє собою складне геологічне явище, боротьба з яким у багатьох випадках виявляється досить важкою. У силу цього нерідко найбільш просте рішення завдання можна знайти переносом споруджень, що перебувають під прямою погрозою, в інше, більше безпечне місце.

Значно більше складним виявляється питання по обмеженню блукання русьвіло рік по їхніх долинах. Цей процес відбувається в межах долини, уже раніше розробленої водотоком. Таким чином, бічна ерозія проявляється тут, як правило, у розмиві власних річкових наносів, які являють собою в більшості випадків слыбые й пухкі породи, що легко піддаються розмиву. При недостатній увазі до обмеження блукання русьвів рік і розташуванні проміжних і берегових мостових опор без обліку можливого їх подмыва внаслідок бічної ерозії завжди можуть виникнути важко піддаються виправленню наслідку її впливу.

Переміщення русьвів на деяких ріках у процесі їхнього блукання іноді приймає катастрофічний характер (наприклад, розмивши р. Аму-Дар'я території столиці Кара-Калпакии м. Турткуль і перенос його із цієї причини на нове місце, де виникло місто-сад Нукус).

У всіх випадках проектування мостових споруджень необхідно передбачити відповідне заглиблення опор, що виключає можливість їх подмыва в процесі прояву бічної ерозії, а також, по можливості, обґрунтування їх на породах, що важко піддаються розмиву.

### **Доліни рік і їхнє формування.**

Загальні напрямки водотоків, а отже, і їхніх долин відповідають рельєфу земної поверхні. Верхів'я водотоків звичайно збігаються з вододілами. У багатьох випадках напрямок потоків перебуває в безсумнівному взаємному зв'язку із загальною геологічною структурою даного району країни, а розміщення ж долин у плані визначається тектонічними порушеннями, що обумовлюють більше легку їхню розробку річковою водою. В інших випадках напрямок долин по тій же причині збігається з тектонічними лініями розламів і скидань (наприклад, Самарская Лука на р. Волзі).

Сучасна гідрографічна мережа формувалася поступово й аж ніяк не зберігалася незмінної. Про зміну режиму водотоку в часі свідчать річкові тераси, що представляють собою поздовжні площадки, що більш-менш круто обриваються до руслової частини долини.

Першу терасу, що піднімається над урезом води, називають заплавною. Ця тераса звичайно затоплюється водою в повіддя. Тераси на більше високих рівнях називають надзаплавними. Заплавні тераси можуть мати різну ширину — від десятків метрів до декількох десятків кілометрів. Так, Волго-Актюбинская заплава має ширину від 30 до 60 км. Надзаплавні тераси нерідко мають довжина й звичайно розташовуються на декількох рівнях.

Деякі тераси утворюються при дії нового ерозионного циклу, коли ріка починає поглиблювати своє русло й урізається в дно колишньої долини. Звичайно в цьому випадку ріка виробляє собі менш широку долину, притім на низькому рівні. У всіх випадках полиці терас відповідають положенню дна водотоку на тім або іншому циклі розвитку долини.

По походженню тераси підрозділяють на ерозійні (цокольні) і аккумулятивні. Ерозійні тераси, що утворилися при розмиві, формуються в корінних схилах долин і звичайно складені корінними породами. Аккумулятивні тераси на відміну від ерозійних складаються з різноманітних алювіальних відкладень, по своєму составі отражаючими той або інший цикл розвитку водотоку.

Ерозійні тераси з'являються на тих ділянках водотоку, де йде безперестанна робота його по поглибленню русла. Такі ділянки по своєму положенню відповідають областям розмиву. Разом з тим ерозійні тераси свідчать про декілька циклів глибинної ерозії в умовах різкого зниження її базису.

Аккумулятивні тераси утворилися в умовах складного режиму водотоку, пов'язаного із чергуванням декількох циклів ерозії. Стадія а утворилася при низькому стоянні базису ерозії. У результаті ерозії долина заглиблюється й розширюється. На цій стадії можуть формуватися ерозійні тераси. Стадія ерозії б відповідає різькому підвищенню базису ерозії. Глибинна ерозія припиняється. Долина до певного рівня, що відповідає дну водотоку на цій стадії, виконується алювіальними опадами. Стадія ерозії у відбиває результати наступного нового зниження базису ерозії. Ерозійна діяльність на цій стадії поживлялася. Відбувалося нове поглиблення долини. Водотік урізав своє русло в товщу раніше відкладених їм наносів. У такий спосіб виникають аккумулятивні тераси, складені з алювіальних продуктів. Ясне подання про характер терас є дуже важливо для правильного вибору трас мостових переходів.

### **Алювіальні відкладення (річкові).**

Зернисті ґрунти річкових відкладень є головним чином результатом відкладення руслового аллювія. Русловий аллювій залягає в підставі заплави й у руслі ріки. Состав його залежить від манливої здатності водотоку, що не залишається постійної в часі, що знаходить своє відбиття на характері аллювія. Манлива здатність водотоку з ослабленням сили плинину падає. Природно, що на дні русла насамперед відкладаються найбільш грубі продукти, такі, як валуни й галька, а далі - - піски.

Валуни в товщі руслових відкладень зустрічаються переважно в опадах гірських рік з більшим і крутим падінням. Потужні скупчення валунів можуть також виявитися в руслах рівнинних рік і їхніх припливів, серед сучасних і древніх алювіальних відкладень. Походження цих скупчень звичайно пояснюється перемывом і почасти переносом льодовикових відкладень, які, як відомо, нерідко збагачені валунами.

Галечники, як правило, становлять основну масу алювіальних відкладень у гірських областях і в районах смуги передгір'їв. Різноманітний петрографічний состав гальки залежить від видів вихідних порід (магматичні, метаморфічні осадові й т.д.). Для алювіальних відкладень характерні галечники з піском («піщані конгломерати») і піщано-глинистим матеріалом.

У середньому й нижньому плині рівнинних рік галечники в товщі сучасних алювіальних відкладень перед ставляють собою прошаруй линзообразного характеру. Звичайно ці галечники перешаровуються з пісками. Відмітна їхня особливість - мінливість умов залягання й невелика потужність.

Деякі ж долини рік у районах, подвергшихся в минулому заледенінню, можуть містити й значні скупчення галечников, потужність яких у багатьох випадках досягає десятків метрів. Являючися продуктами розмиву льодовикових відкладень (морен), ці грубообломочные опади, настільки характерні для наших північних районів, розташовуються в древніх долинах і бічних їхніх розгалуженнях у вигляді стрічок, часто похованих під покривом пізніших алювіальних відкладень.

На відміну від більше грубих уламкових продуктів піски (особливо дрібно- і тонкозернисті різниці) можуть захоплюватися плином долилиць по ріці на багато сотень кілометрів. Особливо інтенсивно переноситься пісок у період паводків, коли швидкості плину досягають максимуму. У силу цього алювіальні піщані відкладення простежуються по долинах великих рік на значних відстанях від місця їхнього влучення у водотік.

По составі річкові піски звичайно бувають кварцовими з тією або іншою домішкою часток більше стійких мінералів (магнетиту, рогової обманки, слюди й польових шпатів) вивержених і метаморфічних порід. Алювіальні піски характеризуються звичайно гарної ока-танностью й великою неоднорідністю. Крупність їхніх зерен різна.

Руслові піски на ділянках з відносно більшими ухилами залягають звичайно у вигляді лінз у галечниках і швидко виклинцьовуються. На рівнинних ділянках водотоків вони часто перемежуються прослоями й лінзами галечников. Зустрічаються також і глинисті прошаруй, при цьому дуже часто й самі піски значною мірою забруднені глинистими домішками. Піски завжди мають шаруватість, що свідчить про змінний напрямок водних струменів у потоці період їхнього відкладення.

Піски областей нижнього плину більших рік відрізняються пра-ильной шаруватістю, дрібною зернистістю, значно більшою однорідністю (як показником кращого їхнього сортування). Вони характеризуються значною потужністю шарів, що досягають нерідко десятків метрів. Загальна потужність таких товщ в областях дельт великих рік у деяких випадках досягає декількох сотень метрів.

На розподіл у товщах алювіальних відкладень тих або інших литологических різниць винятково великий вплив робить блукання й меандрирование потоків по виробленій ними долині.

У товщі алювіальних опадів зустрічаються озерні, болотні відкладення, а також делювіальні й навіть еолові. На заплавах ділянках під річковими відкладеннями іноді перебувають шари похованого торфу, скупчення стовбурів дерев і т.п. Так, при проходці одного з кар'єрів Горьковгэстроя на глибині близько 8 м від поверхні була виявлено велика кількість напівзгнилих дубових стовбурів, що свідчить про зміну режиму водотоку в його віддаленому минулому.

У загальному ж товща алювіальних відкладень являє собою досить строкату картину з нерівномірним чергуванням різних по крупності пісків, гравію, гальки, суглинків, торфу й т.д. Проте нерідко спостерігається поступовий (правда, з рядом порушень) перехід по розрізах знизу нагору від більше грубозернистих різниць до тонкозернистого. При цьому в підставі розрізу аллювія нерідко розкриваються галечники.

Одним з досить важливих питань інженерно-геологічної оцінки алювіальних відкладень є питання про їхню потужність у різних умовах.

Потужність товщі алювіальних відкладень на тій або іншій ділянці водотоку залежить від цілого ряду причин, з яких найбільш важливе положення базису ерозії і його зміна. Найбільшої потужності алювіальні відкладення досягають в умовах підвищення базису ерозії після тривалого його стояння на низькому рівні. Справді, при тривалому низькому стоянні базису ерозії енергійно заглиблюється ложе водотоку й відбувається глибоке урізання долини у вмещаючій її масив гірських порід. При підвищенні базису ерозії (наприклад, у випадку опускання території) долина виявляється вже перепоглибленою щодо нового базису ерозії. При цьому створюються сприятливі умови для заповнення долини, що утворилася, алювіальними опадами. Подібні умови зложилися, зокрема, на Волзі і її припливах.

При безперервному ж і тривалому зниженні базису ерозії (наприклад, при постійному піднятті території) створюються сприятливі передумови для прояву донної ерозії. У цих умовах алювіальних опадів накопичується настільки мало, що потужність їх нерідко виявляється незначною (наприклад, на р. Курі в районі м. Мингечаур). Внаслідок тривалого, триваючого по теперішній час безперервного підняття хребта Боздаг, пересічного Курою, товща алювіальних відкладень у руслі Кури не перевищує декількох метрів або взагалі повністю відсутній.

Відомості про потужність аллювія можна одержати засобами ґеологічної розвідки (наприклад, буровленням). Однак при обстеженні більших будівельних майданчиків варто мати на увазі, що під товщею аллювія може перебувати сильно розчленований ерозією древній похований рельєф. Аллювієм можуть бути заповнені глибокі яри, бічні припливи й, нарешті, навіть древні русла водотоку. Природно, що в таких місцях потужність аллювія різко зростає. Особливо уважно потрібно вивчити стариці й виконуючі їхні опади. У подібних випадках необхідно розміщати розвідницькі шпари досить густо.

Неоціненну допомогу при цих дослідженнях може зробити загальний геологічний аналіз території з вивченням річкових її терас і положення базису ерозії ріки на різних стадіях її розвитку.

Алювіальні галечники й піски в сухому виді перебувають у сипучому, незв'язному або (при наявності глинистих домішок) у слабосв'язном стані. Ступінь св'язності глинистих пісків визначається змістом у них глини, а також їхньою щільністю й вологістю, що потрібно обов'язково враховувати. Кут внутрішнього тертя  $\phi$  галечников, гравію й різних пісків досить високий. Практично він не залежить від вологості породи, але може різко знижуватися при зменшенні її щільності. Звичайно кут  $\phi$  змінюється від 30 до 36° залежно від крупності фракцій. Більше високі значення відповідають при цьому більше грубозернистим різницям. При зменшенні щільності пісків кут їхнього внутрішнього тертя знижується нерідко до 20—22°.

Через умови нагромадження алювіальні піски дуже часто мають високу пористість (звичайно вона близька до 40%, а в деяких випадках досягає 50% і більше).

Динамічна стійкість таких водонасичених пісків незначна. Уже при самих слабких струсах (наприклад, від минаючого транспорту або від роботи землерийних машин, особливо при їхньому пересуванні) такі піски розріджуються, обпливають і повністю втрачають стійкість. Це небезпечно як для споруджень, так і для піщаних затоплених укосів.

Особливо пухкими, отже, небезпечними в розглянутому відношенні виявляються алювіальні піски у відкладеннях після перекатів і звужень. Тому у всіх випадках при обстеженні будівельного майданчика треба тим або іншому способом оцінити природну щільність пісків, динамічну стійкість і деформувемість.

Алювіальні галечники й гравій під навантаженням ущільнюються слабо. Найбільше осідання можуть давати спорудження, возводимые на пухкі або слабо ущільнені дрібно- або тонкозернистих пісках. Але й на таких ґрунтах осаду споруджень зі статичної щодо високим навантаженням не перевершує звичайно декількох сантиметрів. Обумовлюється вона, у першу чергу, обмятием самого верхнього обр'їю товщі, що порули неминуче в процесі котлованих робіт. Щодо цього становлять інтерес дані ретельних спостережень за осіданням опор великого мосту через р. Міссісіпі в Нового Орлеана. Осаду цих опор при навантаженні на ґрунт у підшві фундаментів 6,25 кг/див<sup>2</sup> не перевершила 8,5 див при середнім осіданні 5 див. Осаду всіх опор стабілізувалася протягом 3 років.

Зовсім інакше обстоит справа зі спорудженнями, які зводяться в тих же умовах, але так чи інакше пов'язані з динамічним навантаженням. Навіть у тому випадку, коли забезпечується загальна динамічна стійкість спорудження, осаду його може виявитися досить значною - порядку декількох десятків сантиметрів. Тому при проектуванні споруджень, що піддаються динамічним навантаженням, у процесі обстеження площадки потрібно проводити дослідження й скласти прогноз майбутнього осідання спорудження.

Ступінь стійкості укосів в алювіальних відкладеннях легко порушується при фільтраційному впливі на них звичайно в результаті виносу піску з піщаних прослоев, що залягають у товщі укосів.

Водопроникність алювіальних опадів визначається їхнім составом і почасти щільністю. Галечники відрізняються найбільшою водопроникністю й, отже, у певних умовах найбільшою водоносністю. Водопроникність пісків залежить від їх крупности. Очевидно, що крім інших умов істотну роль у цьому змісті грає зміст у ґрунті дрібних фракцій. Так галечник з порами, повністю заповненими піском, володіє більше низкою, чим пісок, фільтраційною здатністю. Гальмуючу ж роль грають і глинисті домішки.

Алювіальні відкладення галечников і різноманітні піски звичайно використовують як будівельні матеріали. Дуже часто найбільш сприятливі умови для розробки таких кар'єрів створюються на підняті над рівнем ріки аккумулятивних терасах, де відсутні ґрунтові води.

Запаси піщано-галечникових матеріалів за течією ріки звичайно значні, але розподілені вони нерівномірно. На берегах гірських рік, наприклад, при достатку галечников може явно бракувати піску. Однак при розвідці будівельних матеріалів ніколи не слід упускати з виду, що положення водотоку і його режим могли перетерплювати кардинальні зміни. Тому розвідка повинна обов'язково ґрунтуватися на загальних даних геологічного району.

Алювіальні глинисті ґрунти утворюються переважно в долинах рівнинних рік. Вони складають, як правило, верхні частини заплави і річкових терас і стариц - занедбаних русьвів рік.

Глинисті породи заплавного типу утворюються в умовах спокійного й повільного плину порожніх вод на заплавах. Порожні води несуть зважений дрібний піщаний і пылевато-глинистий матеріал, що, осідаючи на поверхні нойми, покриває її глинистим осадом тої або іншої потужності. Процес цей, повторюваний щорічно, приводить зрештою до утворення глинистих порід на поверхні заплави.

Потужність глинистих ґрунтів заплавного типу невелика - вона становить 3-5 м. До складу цих ґрунтів входить чимало піщаних і пилюватих часток. Вони погано відсортовані, часто збагачені органічними речовинами або мають поховані ґрунтові обрїї, тобто шаруваті.

Для алювіальних глинистих відкладень характерна мінливість литологического состава: серед них зустрічаються супеси, суглинки й глини. При цьому чітко вираженій закономірності будови їх у вертикальному й горизонтальному напрямку не спостерігається.

Інша відмінна риса глинистих відкладень — відсутність у них цементації, у силу чого глинисті різниці аллювія надзвичайно легко втрачають міцність і стійкість при підвищенні вологості. Параметри їхнього опору зрушенню, що залежать від рыхлости й вологості, у середньому перебувають у наступних межах: кут внутрішнього тертя  $16\text{—}22^\circ$ , зчеплення —  $0,15\text{—}0,4$  кг/див<sup>2</sup>.

Внаслідок рыхлості глинистих алювіальних ґрунтів осаду споруджень на них залежить у першу чергу від їхньої консистенції, тобто вологості<sup>^</sup>-вологості-щільності-вологості. Стискальність алювіальних глин значна. Навіть щільні різниці характеризуються стискальністю порядку 10-20 мм на 1 м товщі. Нерівномірність литологического состава цих порід обумовлює нерівномірне осідання споруджень на них.

Залишені рікою старі русла (стариці) поступово перетворюються в замкнуті заболочені зниження, які в повіддя усе більше й більше заповнюються мулуватоглинистим матеріалом. Нерідко в старицях розвивається процес торфообразовання, і в цих випадках мулуватоглинисті опади збагачуються продуктами розкладання рослинних залишків.

Вологість старичних илов нерідко перевершує 100%, стискальність їх винятково велика-до 100 і 150 мм на 1 м товщі. Кут внутрішнього тертя рідко досягає  $8-10^\circ$  при зчепленні порядку 0,05—0,1 кг/див<sup>3</sup>.

При зміні режиму ріки старичні відкладення можуть бути перекриті піщано-глинистими алювіальними відкладеннями. У цих випадках вони утворюють поховані линзообразные поклад " торфяно-мулистіх утворень. Виявлення останніх у процесі інженерно-геологічних вишукувань є обов'язковою, але разом з тим дуже важким завданням.

Глинисті різниці алювіальних відкладень практично водонепроникні. Як бачимо, товща алювіальних відкладень по складі й властивостям її ґрунтів, що складають, нерідко може виявитися досить складною, що може мати саме істотне значення при будівництві, у першу чергу мостів.

## ЛЕКЦІЯ № 4 ЗСУВИ Й ЗСУВНІ ЯВИЩА

### **Значення питання.**

Під зсувом розуміють більш-менш повільний зсув земляних мас долілиць по схилі під впливом сили ваги. Це явище звичайно супроводжується більшим або меншим розладом природної структури ґрунту.

Зсуви відбуваються в тому випадку, що коли виникають по тим або інших причинах у масі ґрунту поблизу від укосу що зрушують (дотичні) напруги виявляються вище напруг, яким може протистояти ґрунт.

При порушенні стійкості товщі ґрунту, що є підставою для спорудження, починає переміщатися й саме спорудження. Будучи завжди нерівномірним, таке переміщення неминуче веде до перекосів конструкцій, осіданню спорудження, порушенню нормальних умов роботи механізмів і в найгіршому разі (на жаль, нерідко) до повного розладу й руйнування спорудження.

Зсуви являють загрозу для всіх видів інженерних споруджень. У селищах зсуви небезпечні для будинків і міських магістралей, розташованих на схилах (зокрема, на берегові). Відомі численні випадки ушкодження зсувами промислових об'єктів, розташованих на берегах рік і схилах у гірських умовах.

У багатьох випадках зсувні явища надзвичайно утрудняли експлуатацію залізничних ліній і автомобільних доріг. Нерідко в результаті обвалів і зсувів зміщалося полотно дороги, рух припинялося (наприклад, на береговому Чорноморському шосе й автостраді Сімферополь - Ялта). Значний зсув відбувся кілька років тому назад на дорозі, що підходить до мосту через р. Оку (м. Горький).

Зсуви руйнують укоси дорожніх насипів.

Для забезпечення безперебійного руху доводилося перетрасувати особливо небезпечні в зсувному відношенні ділянки залізних і автомобільних доріг. У деяких випадках при перетрасуванні довелося знижувати висоту насипів, а також виводити траси доріг з виїмок. В інших умовах зсуви повністю виносили траси автомобільних доріг на кілька кілометрів убік або довелося переходити на тунельні варіанти залізниць і гідротехнічних споруджень.

Варто враховувати, що й тунельні варіанти транспортних і гідротехнічних споруджень аж ніяк не застраховані від зсувної небезпеки. В угрожаемом положенні можуть виявитися порталні (головні) ділянки, де тунелі урізаються в товщу малостійких покривних відкладень. У практиці тунелебудування були також випадки зрізу тунелів у результаті контактних зсувів пачок корінних порід (наприклад, покривних базальтів) по похилій поверхні їхніх третинних мергелів, що підстиляють.



При невдалому виборі створів мостових переходів (без обліку зсувного характеру схилів) зсувами можуть бути ушкоджені берегові й навіть проміжні опори, викликаючи в деяких випадках повне руйнування мостових конструкцій.

У закордонній практиці широку популярність одержав випадок з мостом на р. Пис-Ривер (Колумбія). Ааост був зведений під час другої світової війни й протягом 15 років експлуатувався в нормальних умовах. В 1957 р. на одному з берегів відбувся зсув, і берегова підвалина змістилася й нахилилася убік ріки на 3,5-4 м, причому його фундамент залишився на місці. У результаті зсуву була зруйнована підвалина, перший проліт естакади й два мостові прогони довжиною 153 м. Відновлювати міст виявилось недоцільним, і він був побудований заново в іншому створі ріки. Це рішення було прийнято на основі припущення, що зсув відбувся по контакті покривних порід із глинистими сланцями, що підстилають їх слабкими.

Приклади деформацій мостів у результаті зсувних явищ досить численні. У деяких випадках зсуви й обвали досягають катастрофічних розмірів. Особливо широко відомий обвал у верхніх припливах Аму-Дар'ї на Памірі обсягом 2 млрд. м<sup>3</sup> породи, у результаті якого утворилося Сарезское озеро глибиною до 600 м.

### **Природа зсувних явищ.**

Для оцінки ступеня стійкості всі схили підрозділяють на три групи: схили зносу; схили обвалення (зокрема, схили підмиву) і схили нагромадження.

Під схилами зносу мають на увазі ті форми рельєфу, які створюються в результаті впливу геологічних денудационних (обнажаючихся) агентів, прикладених зверху (води, льоду, вітру й т.д.). В остаточному підсумку схил насильно вигладжується й виполаживається - у межі до повного вирівнювання. При зазначеній умові схили зносу в загальному випадку повинні володіти тим або іншим запасом стійкості.

Схили обвалення характерні для ділянок, уражених зсувами, або тих, котрим загрожують зсуви. У цій групі особливо цікаві схили подмива, або берегові, що безперестану формуються в результаті ерозійної й абразіонной пориваючої діяльності рік, морів і озер.

Такі схили перебувають у стані тимчасової граничної рівноваги, що у будь-який момент може бути легко порушено. При цьому можуть виникнути зсувні явища (наприклад, що підмивається Волгою береговий схил у районі м. Ульяновска).

Схили нагромадження утворюються, як це показує назву, у результаті нагромадження продуктів руйнування гірських порід у поднож'я корінних схилів. У багатьох випадках схили нагромадження у зв'язку з характером їхнього утворення перебувають у стані граничної рівноваги. Особливо небезпечні діючі осипи, що представляють собою скупчення, що переміщуються, в основному гру-бообломочних продуктів вивітрювання.

Стійкість схилів порушується під впливом таких факторів, як збільшення активних сил, що зрушують, зменшення сил опору або одночасний вплив обох факторів.

Збільшення активних сил, що зрушують, і розвиток внаслідок цього зсувних явищ зв'язано із зусиллями, що зрушують, які виникають через возводимих на схилі інженерних споруджень, відсипання кавальєрів, а також з масою, що збільшується, самої товщі, що зростає крутістю укосу й т.п. Зниження сил опору в породах викликається зниженням опірності зрушенню гірських порід, що складають схил, зменшенням обсягу утримуючих мас (зокрема, при пристрої виїмок поперек схилу).

Фактори, здатні викликати ці зміни, досить численні й різноманітні.

Істотну роль у порушенні стійкості схилів грають процеси вивітрювання. У загальному випадку вони знижують опірність порід зрушенню й нерідко супроводжуються інтенсивним утворенням тріщин. Стійкість схилів порушується також при тривалій повільній деформації схилу в результаті прояву повзучості його порід, що складають.

Ще значніше впливають на стійкість схилів поверхневі й підземні води (у першу чергу ґрунтові). Вплив цих вод на ступінь стійкості зсувних мас може проявлятися: у додатковому зволоженні й ослабленні ґрунтових мас, що раніше залягають вище рівня ґрунтових вод; у впливі, що зважає, напірних вод на ґрунтову товщу. При цьому зменшуються нормальні ефективні напруги (тиск на кістяк ґрунту), послабляються діючі в ґрунті сили опору тертя.

Крім того, стійкість схилів може бути знижена внаслідок гідростатичного тиску води, що заповнює тріщини в ґрунтовому масиві (цей тиск збільшує діючі на масив сили, що зрушують), а також через силове захопливого впливу потоку ґрунтових вод на ґрунтові маси (гідродинамічний або фільтраційний тиск) і винос піску з товщі, що підстилає.

Додаткове водонасичення слабо зволених покривних мас ґрунту атмосферними й господарськими водами може відбуватися як з поверхні, так і знизу, у висхідному русі води під деяким напором з водоносного обр'ю, що підстилає маси, що оповзають (наприклад, на контакті з корінними породами) і питаючогося цими водами на більше високих рівнях схилу. Тут величезну роль грає швидке підвищення обр'ю ґрунтових вод або напору водоносного обр'ю за рахунок більше рясного живлення (наприклад, у період сніготанення або інтенсивного випадання опадів восени).

Необхідно мати на увазі, що якщо в підставі зсувної товщі відбувається висхідна фільтрація з напором, рівним потужності шару, що оповзає (тобто при гідравлічному градієнті, рівному 1), те за рахунок впливу, що зважає, води ступінь стійкості товщі може знизитися майже вдвічі. Якщо ж напір у контактній зоні буде вдвічі більше потужності шару, що оповзає, ступінь його стійкості в певних умовах може знизитися до нуля. Це тим більше небезпечно, що практично спостережуваний ступінь стійкості схилу в дуже багатьох випадках близька до рівноважного положення.

При гідродинамічному або фільтраційному тиску ґрунтових вод, що фільтруються в зсувному тілі долілиць по схилі, ступінь стійкості зсувного схилу, як правило, підвищується при штучному зниженні рівня, а також напорі підземних вод, і навпаки.

Слід також зазначити, що атмосферні води, що насичують покривну товщу, збільшують її масу, внаслідок чого знижують ступінь стійкості схилу, особливо якщо покривні обрії представлені піщаними і їм подібними ґрунтами з вільними від вологи порами.

Досить негативну дію можуть зробити води водотоків і водойм, оmyвающих схил як через можливий подmyва й розmyву його упорної частини, так і внаслідок змочування товщі схилу при підвищенні рівня води у водоймах. У цьому процесі, що послабляє в товщі схилу глинисті ґрунти, особливе значення має підвищення рівня ґрунтових вод, наприклад, при паводках або заповненні штучного водоймища.

При швидкому зниженні рівня води схил може виявитися в складних умовах як внаслідок обважнення ґрунтової товщі за рахунок зняття його протитиску, що зважає, так і через інтенсивний відтік ґрунтових вод (гідродинамічний або фільтраційний тиск). Під впливом цих факторів ступінь стійкості зсувного схилу може різко знизитися.

Господарська діяльність людини нерідко вимагає додаткового обводнювання схилів (поливи, скидання господарських вод), що знижує їхню стійкість. Шкідливими можуть виявитися й оранка території, благоприємствующая прониканню в товщу атмосферних вод, і знищення на схилах рослинності, що послабляє сполучну роль кореневої системи. У певних умовах несприятливо може впливати на схил і транспорт, що викликає його струс.

Будівництво на схилах може також знизити стійкість їх, якщо воно супроводжується підсіканням схилу (виймки) і збільшенням навантаження на нього (від маси возводимых споруджень).

Сейсмічні явища супроводжуються впливом на схили інерційних сил (збільшенням зусиль, що зрушують) і зниженням опірності зрушенню порід (перехід при струсі водонасы-щенных пісків у розріджений стан, ослаблення структурного зчеплення й т.д.).

### **Можливі форми порушення стійкості схилів і укосів.**

Для розробки найбільш доцільних для кожної частки випадку протизсувних заходів необхідно знати форми прояву й можливого розвитку зсувного процесу.

Форма зсуву, безсумнівно, є наслідком природної обстановки й причин, що викликають порушення стійкості схилу або укосу. Під природною обстановкою мають на увазі наступні доданки: новітню тектоніку й перебудову у зв'язку з нею гідрографічної мережі, що приводять до більше глибокого урізання рік; клімат; топографічні особливості схилу; геологічну структуру товщі схилу; інженерно-геологічні властивості порід, що

складають схил; режим ґрунтових вод; гідрологічні особливості водотоку, оmyвающегоо схил.

Спостерігаючи ту або іншу форму прояву зсуву й знаючи природну обстановку, можна досить надійно визначити основну причину зсуву й, отже, найбільше ефективно боротися з ним.

Найбільш характерною рисою обвалів є їхня відносна несподіванка. Найчастіше відбуваються обвали твердих порід (скельних і глинистих, зцементованих) при крутих уступах і з розвигий тріщинуватістю. У природних умовах стійкість таких уступів і крутих укосів забезпечується властивим цим породам структурним зчепленням. Однак у результаті прогресуючого вивітрювання товщі (у першу чергу, морозного у високогірних районах) стійкість укосів або окремих елементів, що складають їхню товщу - кам'яних блоків може різко знизитися. В останньому випадку відбуваються їх вивали.

Більшу небезпеку представляє замерзання води в таких породах, що скапливається в тріщинах у нічний час. При відтаванні льоду вдень, особливо на схилах з південною експозицією, можуть виникнути небезпечні каменепади. Такі обвали й вивали іноді викликаються незначними причинами, наприклад звуком віддаленого вибуху або грому.

У багатьох випадках обвали виникають у зв'язку із землетрусами. Вони можуть виникнути також при подмыве водотоком крутих берегів, особливо тоді, коли під товщею твердих порід перебувають менш стійкі. Небезпека обвалів і вивалов зростає при будівництві доріг у тих випадках коли, підсікається товща, що складають шари якої нахилені убік виїмки. Обвали й великі вивали у всіх випадках можуть повністю порушити рух по транспортних магістралях.

Згадуване вище Сарезское озеро на Памірі утворилося в 1911 р. у зв'язку з обваленням при землетрусі в 9 балів берегового скельного масиву. У результаті р. Бартанг виявилася перекритою дамбою довжиною в 5 км і висотою до 700 м. Довжина озера — порядку 55 км. Виникла погроза нового обвалу обсягом 1—2 км<sup>3</sup> з катастрофічним проривом дамби. Розроблено захисні заходи.

Обвалення зі зрізом і обертанням властиво в основному схилам і укосам, складеним глинистими породами з досить однорідною будовою. Процес обвалення схилу або укосу можна вподібнити руйнуванню деякого елемента монолітної будівельної конструкції при його перенапрузі під навантаженням. В укосі перенапружений стан створюється звичайно під дією власної маси ґрунту. Це стан, як у будь-якому іншому тілі, характеризується появою в товщі укосу поверхонь із підвищеною небезпекою можливого зрізу (відколу) по них певної частини товщі як монолітного масиву. Положення й характер поверхонь ковзання (поверхонь відколу) у товщі такого укосу диктуються лише співвідношенням діючих у товщі сил, що залежать від форми укосу як несучого тіла.

Відповідно до законів будівельної механіки на кресленні лінія можливого зрізу укосу мають криволінійний характер і з деяким

наближенням їх можна приймати за дуги кола. Ця обставина допомагає оцінювати ступінь стійкості таких схилів розрахунковим шляхом. Нерідко криволінійна у верхній своїй частині лінія ковзання переходить нижче й пряму або ламану лінії, пристосовуючись до контактів окремих шарів або формі поверхні товщі, що підстилає.

Обвалення може мати форму ряду послідовних зрізів, що проходять по виникаючим під навантаженням лініям ковзання.

Внаслідок криволінійності лінії зрізу переміщення блоку, що оповзає, відбувається з обертанням його навколо одного або декількох миттєвих центрів, що послідовно переміняються. Зріз із обертанням навколо одного центра виникає при круговому характері кривої ковзання. Внаслідок цього верхня частина блоку, що зрушився, буває завжди трохи закинута у зворотну сторону. Сам зріз чергового блоку відбувається звичайно дуже швидко, хоча підготовляється він поступово. Швидкість подальшого переміщення по схилі зрізаних блоків або продуктів їхнього розпаду визначається умовами, розглянутими нижче.

Осідання схилу може бути викликана отдавливаним з товщі укусу або з його підстави слабких розм'якшених порід (при чрезмерних крутості й висоті укусу), витіканням з товщі гідродинамічно нестійких пісків — пливунів (при будь-якій положистості укусу). Осідання відбувається також внаслідок вищелачивання гідрохімічно нестійких порід (кам'яної солі, гіпсу, ангідриту й т.д.), наявності різко просадних лесових порід і взагалі порід з надлишком пористості, зокрема пухких пісків, і, нарешті, після відтавання вечномерзлого ґрунту й копалини (кам'яного) льоду.

Починаючи з девону, відкладення кожної системи включають одну-дві «пачки» пісків потужністю 5-10 м, рідше до 15 м. Часто в товщі глинистих відкладень простежуються більше тонкі прошаруй пісків потужністю в 1-2 м. Ці прошаруй можуть сильно впливати на ступінь стійкості укосів. Так, досвід розробки котлованів Курської аномалії показав, що більшість зсувних явищ в укусах кар'єрів у глинистих ґрунтах пов'язане з виносом таких пісків на укіс із товщі ґрунтовими водами.

Підкоряючись захопливому руху видавлених або витеклих з товщі мас, сколені блоки переміщуються по схилі спочатку з досить незначною швидкістю. Сам же відкол відбувається дуже швидко. Відомі випадки обвалення берегів на значному протязі в результаті відколу при осіданні з вертикальним переміщенням до 10 м за кілька мінут. Особливо часто відколи відбуваються при виносі ґрунтовими водами дрібнозернистих пісків на укіс із товщі схилу. Із цієї причини відбувся в 1941 р. грандіозний зсув у районі Бекетовки (Волгоградська обл.). Подібні ж явища спостерігалися на крутому березі Дніпра в районі Києва (дослідження В кр гідропроєкту 1960-1961 рр).

Найбільш характерними ознаками зсуву — ковзання є: ясно виражена поверхня ковзання зі значним вутлому падіння убік схилу, обумовлена геологічною будовою товщі; геометрично відносно правильна форма цієї поверхні; переміщення по поверхні ковзання цілих брил або пачок порід, отчленившись від основних масивів схилу.

Поверхнями зсувного ковзання в цьому випадку найчастіше служать площини нашарування, відносно малопотужні глинисті прошарки, контакти двох свит шарів, що залягають незгідно (трансгресивне залягання), а також потужні лінії тектонічних розламів. Подібний зсув, при якому змістилося близько 25 млн. м<sup>3</sup> породи, відбувся в районі села Вони Таджикицької РСР 24 квітня 1964 р. При цьому було повністю перекрите плин багатоводної р. Зеравшан. Цей зсув виник через наявність потужної лінії розламу, що простягалася тут паралельно бережу. Виникла у зв'язку із цим погроза многим населеним пунктам завдяки вжитим заходам була повністю ліквідована в рекордно короткий строк.

Що Почалося, пачок або блоків скельних виветрелых порід по площинах окремоті при похилому їхньому заляганні завжди викликає занепокоєння за стійкість берегових мостових опор і порталних ділянок тунелів, возводимых у подібних умовах.

Ковзання пачок шарів нерідко відбувається при наявності в товщі глинистих, хлоритових, талькових і слюнистих сланців. У всіх випадках вирішальну роль тут грає вивітрювання й змочування поверхонь ковзання водою. Іноді покривні товщі порід переміщуються по вхідним у них зволженим глинистим прослоям при дуже слабкому їхньому падінні або навіть горизонтальному заляганні. У такій обстановці товщі зміщуються звичайно внаслідок фільтраційного (гідродинамічного) тиску ґрунтових вод. Покриви магматичних порід (наприклад, базальтів) нерідко перекривають товщі мергелів і навіть глинистих порід. При падінні покривлі із цих порід (наприклад, у долині р. Раздан у Вірменії) можливі великі зсуви убік долини або розроблювальних котлованів.

Тріщини в зоні активного вивітрювання найчастіше бувають виконані глинистим матеріалом. Такі тріщини звичайно є шляхами проникання води в товщі порід або ґрунтів і циркуляції її тут. Тому в зоні вивітрювання створюються сприятливі умови для зсуву пачок порід по тріщинах, особливо при відповідній їхній орієнтації в просторі.

Це обставина не раз була причиною найбільших гірських обвалів і зсувів. Крім згаданих величезним по обсязі був обвал-зсув по тріщині в районі Вайонт (Італія), де змістилося більше 250 млн. м<sup>3</sup> породи, коли був майже повністю зруйнований м. Ланжерон, де загинуло більше 4 тис. чоловік. У нашій країні одержав широку популярність зсув-обвал у районі Вони на р. Зеравшан. Тут в 1964 г обрушилося із крутого лівого берега ріки більше 25 млн. м<sup>3</sup> породи. Аналогічне обвалення крутого укосу вапняків відбулося в 1903 р. у районі Франк — Альберт (Канада) зі зсувом 30 млн. м<sup>3</sup> породи по явно вираженій лінії розламу.

Покривні зсуви — оповзання являють собою найбільше що часто зустрічається форму подальшого розвитку зсувного процесу. На відміну від форм зрізу з обертанням і ковзанням для цих випадків характерна: відсутність поверхні ковзання, що січе масив схилу, — роль її звичайно виконують поверхні корінних порід, що складають товщу схилу, яку можна назвати поверхнею оповзання; поверхня оповзання, як правило, має

неправильну форму, властиву рельєфу корінних порід; товща, що оповзає, немонолітна (блоки, пачки), а являє собою в основному земляну масу із продуктів вивітрювання або з розпаду продуктів обвалення схилу на більш високо розташованих його ділянках.

Розглянута форма порушення стійкості покривних земляних мас на зсувних схилах звичайна. Прикладом може служити береговий косогір Волги в м. Ульяновске. Тут, як і в багатьох випадках, що вирішує є що зважають і гідродинамічний ефекти у зв'язку із сезонними змінами режиму ґрунтових вод. При великій потужності товщі, що оповзає, у кінцевому її «мові» завжди можуть розвинути зсуви у формі обвалення зі зрізом і обертанням. У цих досить частих випадках відбуваються зсуви складного комплексного виду.

Оповзання досить характерно для делювіальних мас. При потужному розвитку делювія цей процес може одержати винятковий розвиток (наприклад, зсувні явища на Південному узбережжі Криму).

Внаслідок слабкої опірності вивітрюванню продукти вивітрювання глинистих сланців накопичуються в більших масах на схилах і в їх поднож'ях. Під впливом атмосферних опадів вони розм'якшуються, втрачають свою стійкість і зміщуються долілиць по схилі. Утворюється зсувний делювій.

Якщо в'язкість маси, що оповзає, великий (коли ступінь її зволоження мала), процес оповзання протікає винятково повільно (зі швидкістю 1-2 див/рік). При високому ступені зволоження й особливо при оповзанні мас по скривленому в плані руслу процес має характер пластичного й грузлого плину речовини. У цьому випадку швидкість оповзання збільшується, не перевищуючи, однак, декількох метрів у добу. Якщо зволоження мас, що оповзають, зростає, зсув усе більше здобуває характер грязьового потоку й в остаточному підсумку може перейти в сіль.

Обпливання за своїм характером близький до оповзання у вигляді грязьового потоку. В обох випадках по схилі переміщуються потерявші природну структуру рясно зволожені земляні маси. Однак між цими суміжними, по суті, формами є й істотна різниця: при оповзанні відбувається переміщення по схилі земляних мас, уже раніше отчленених від корінної товщі, що складає схил або укіс, при обпливанні ж найбільш характерним є сам процес отчленення деякої маси породи від товщі при різко вираженому локальному перезволоженні. При цьому, як правило, у товщі немає фіксованої геологічної будови поверхні оповзання й тим більше поверхні ковзання. Обпливання відбувається звичайно в межах порушеної цим процесом товщі й не поширюються на породи, що підстилають, тобто він виражений локально на поверхні, у місцях зосереджених виходів на укіс ґрунтових вод: ключів, джерел.

Досить часто обпливання відбуваються в поверхневій зоні укосів, складених пухкими незв'язними масами, які при перезволоженні можуть здобувати характер пливунів. У деяких випадках піщані укоси бурхливо обпливають у результаті порушення їхньої загальної стійкості у зв'язку зі зрушенням по слабких шарах, що підстилають. Такий випадок, що вважається класичним, відбувся при обваленні укосу на греблі Форт-Пек

(США), коли кілька мільйонів кубометрів піску було відкинуто на відстань до 500 м.

Досить повчальна аварія, що происшли влітку 1960 р. в одному з волзьких портів. У результаті процесу, аналогічного описаному вище, важкої бетонної плити берегового кріплення були протягом деяких мінут переміщені на відстань до 160 м від берега,- а деякі з них виявилися зануреними в сплившую з укусу розріджену піщану масу на глибину до 0,8-1 м.

Як показує аналіз питання, подібні явища в товщі затоплених піщаних укусів виникають при динамічному впливі на ці укуси. Обпливання можуть виникати й в укусах, складених лесами. У сухому стані леси, як пояснювалося вище, можуть тримати досить високі круті укуси, однак у зонах виходу на поверхню ґрунтових вод лес, рясно насичений водою, втрачає свою стійкість і легко обпливає.

Обпливання можуть розвиватися й у пісках з досить грубозернистим составом на затоплених укусах (берегова смуга, укуси мостових підходів) при різкому спаді рівня води у водоймі або водотоці. Подібного ж явища, як це вказувалося раніше, можуть виникнути в товщі водонасичених дрібно- або тонкозернистих пісків у результаті струсів або інших проявів динамічного й гідродинамічного навантажень.

### **Розрахункові методи оцінки ступеня стійкості схилів і укусів.**

Дуже часто буває необхідно кількісно оцінити ступінь стійкості схилів і укусів з визначенням величини коефіцієнта запасу, що відповідає розглянутому випадку.

Така постановка питання звичайно виникає при проектуванні укусів, наприклад виїмок. Подібні питання доводиться вирішувати у всіх сумнівних випадках, а також при розробці відповідних захисних протизсувних заходів.

Слід зазначити, що складна природа зсувних явищ ще далеко не розкрита до кінця. Внаслідок цього можливість і виправданість використання так званих точних рішень у найсильнішому ступені обмежується й доводиться використовувати всякого роду напівемпіричні методи, що виправдали себе практикою.

При використанні описуваних нижче методів завжди варто пам'ятати про їхню недосконалість і лише про допоміжне значення в загальному інженерно-геологічному аналізі всієї геологічної обстановки в цілому. Ряд невдач, пов'язаних з використанням зсувних розрахунків, привів до створення численних розрахункових прийомів. Ретельний аналіз багатьох з них підтвердив їх дуже близьку спорідненість і показав, що успіх проведення розрахунків залежить не стільки від самого методу, скільки від більшої або меншої відповідності розрахункової схеми природній обстановці й, зокрема, що дуже важливо, від такої відповідності розрахункових характеристик ґрунтів.



В остаточному підсумку варто особливо підкреслити, **що** при проведенні зсувних розрахунків потрібно застосовувати індивідуальний підхід до спостережуваного зсувного явища й у всякому разі, при всьому різноманітті зсувних форм, зводити до двох основних різновидів: первинним зсувам або до зсувів з фіксованою поверхнею ковзання.

До первинних зсувів ми відносимо такі, які супроводжуються переміщенням земляних мас по знову виникаючим у товщі схилу поверхням ковзання, що володіє в умовах загальної перенапруги товщі найменшим опором.

Установлення виду й місця поверхні ковзання в умовах первинного зсуву є найбільш складною, а почасти найбільш невизначеним завданням. У цьому криються основні труднощі використання цих розрахунків.

Розрахунок зсувів другого типу з фіксованою поверхнею ковзання щодо цього набагато більше певні: розрахунком не доводиться встановлювати положення поверхні ковзання. Вона визначається або геологічною будовою товщі, або її поверхнею, на якій, наприклад, зводиться дорожній насип. У проведенні подібних розрахунків є деякі тонкості, зв'язані вже з детальним аналізом питання.

Нижче викладені лише основні положення подібних розрахунків. Для ознайомлення з їхньою діяльністю відсилаємо до згаданого вище навчального посібнику Н. Н. Маслова «Механіка ґрунтів у практиці будівництва. Зсуви й боротьба з ними». М., 1977.

1. Випадок первинного зсуву. У проектній практиці для описуваних умов найбільше часто використовують метод круглоциліндрической поверхні ковзання.

Описуваний метод розрахунку найбільш виправданий для оцінки ступеня стійкості укосів і схилів в однорідній товщі ґрунтів. Цей метод прямим образом ставиться до однієї з найбільше часто спостережуваних у цих умовах формі порушення стійкості схилів і укосів - «обвалення зі зрізом і обертанням».

У практиці проектування цей метод дуже часто застосовують для оцінки можливості розвитку цього типу зсувного прояву й в укосах, товща яких складена шарами різних порід.

Очевидно, що в цьому випадку порушення стійкості укосу викликається зрушенням - зрізом і переміщенням деякої його частини, що втратила стійкість, по тій або іншій поверхні ковзання. Як показують аналіз і практика спостережень, ця поверхня для глинистих ґрунтів має у всіх випадках криволінійну форму. Разом з тим для найпростіших випадків форма цієї поверхні (лінії) ковзання наближається до кругового (дуга кола) з певними для кожної частки випадку величиною радіуса  $O$  и с положенням центра кола  $R$  (В. Феллениус, К. Терцаги й ін.).

У цей час будівельна наука розташовує цілим рядом методів рішення завдання по оцінці ступеня стійкості укосів виходячи із зазначеного виду поверхні ковзання. Однак, як показує детальний аналіз цих методів, запропонованих різними авторами, як вітчизняними, так і закордонними, ці

методи за кінцевими результатами розрахунків мало відрізняються друг від друга.

Принципово найбільш простим з них і найпоширенішим у нашій країні є так званий метод моментів. Передбачається, що укiс може оповзати лише в результаті обертання масиву, що оповзає, навколо центра  $O$ . Следовательно, поверхня ковзання  $BD$  можна представити дугою деякого кола з радіусом обкресленого із центра  $O$ .

Масив, що оповзає, розглядають при цьому як деякий тверділії блок, всіма своїми крапками бере участь в одному загальному русі. Таке припущення є, звичайно, досить грубим допущенням.

Масив, що оповзає, є під впливом двох моментів:  $M_{вр}$ , що обертає масив, і моменту  $M_{уд}$ , що втримує його. Коефіцієнт стійкості укусу  $K_{зап}$  буде визначатися величиною співвідношення цих моментів:

$$K_{зап} = M_{уд}/M_{вр} \quad (1)$$

Розрахунки по цьому методі трохи ускладнюються через необхідність обліку змінних значень сил тертя  $T$ , що виникають при зрушенні по поверхні ковзання в різних її крапках. Справа в тому, що

$$T = N \operatorname{tg} \varphi, \quad (2)$$

де  $N$  — нормальна складова ваги  $P$  деякої частини масиву до дотичної до поверхні ковзання в даній її крапці.

$$N_i = P_i \cos \alpha_i \quad (3)$$

де  $\alpha_i$  — кут нахилу дотичній до поверхні ковзання в заданій крапці до обрiю, чисельно дорівнює куту між вертикаллю й радіусом-вектором  $R$ , проведеним до цієї крапки.

Таким чином, у цьому випадку лінія дії нормальної сили  $N$  збігається із самим радіусом-вектором  $R$ .

Відзначимо попутно, що сила, що зрушує,  $Q_i$  у цій крапці, що виникає під навантаженням  $P_i$ , виразиться найпростішою формулою:

$$Q_i = P_i \sin \alpha_i \quad (4)$$

Очевидно, що  $Q_i$  може мати різний знак у спадній і висхідній галузях кривої ковзання.

Підставивши у вираження (2) значення  $N$  із залежності (3), визначимо силу тертя:

$$T_i = P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i \quad (5)$$

Крім кута  $\alpha_i$  у різних крапках кривої ковзання може змінюватися й величина  $P_i$ . Усі ці обставини змушують знаходити величину коефіцієнта запасу стійкості укусу в розглянутих умовах як відношення

$$K_{зап} = \sum M_{уд} / \sum M_{вр}. \quad (6)$$

Таким чином, ми приходимо до необхідності розчленовування уявлюваного зсувного масиву на ряд розрахункових блоків, для кожного з яких необхідно визначати сили опору зрушенню.

При цьому варто мати на увазі, що загальний опір  $S_i$ , що виникає по поверхні ковзання, складається із сил тертя  $T_i$  і сил зчеплення  $C_i$ .

Отже,  $S_i = T_i + C_i$ , а для кожного чергового  $i$ -го блоку

$$S_i = P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i \quad (7)$$

Тоді сумарні моменти обертання й опори будуть рівні:

$$M_{\text{вп}} = \sum P_i \sin \alpha_i R \quad (8)$$

$$M_{\text{yд}} = \sum (P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i) R \quad (9)$$

Підставивши значення моментів з останніх виражень у залежність (6), після скорочення дробу на  $R$  одержимо остаточно

$$k_{\text{çäi}} = \frac{\sum (P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + c_i l_i)}{\sum P_i \sin \alpha_i} \quad (10)$$

Важливо відзначити тут, що в приводи\_ вище й нижче формулах величини  $\varphi_w$  і  $c_w$ , як правило, повинні відповідати їхнім природним значенням по щільності-вологості ґрунту.

Для випадку строго однорідної товщі, коли  $\varphi_w = \text{const}$ ,  $c_w = \text{const}$ ,  $p_w = \text{const}$ , це вираження, з огляду на залежності (3) і (4), можна переписати у вигляді

$$k_{\text{çäi}} = \frac{\sum N_i \operatorname{tg} \varphi_w + cL}{\sum Q_i} \quad (11)$$

Очевидно, що при оцінці ступеня стійкості укусу, тією чи іншою мірою зануреного у воду (наприклад, берегового схилу), тиск  $P_i$  кожного з виділених блоків потрібно визначати з урахуванням зважування його водою.

При наявності на схилі того або іншого спорудження (наприклад, берегової мостової опори) її масу  $P_c$  і прикладену до опори горизонтальну силу  $G_c$  (наприклад, від тиску на опору землі з боку підхідного насипу) необхідно відповідним чином ураховувати при визначенні моментів опору  $M_{\text{уд}}$  і обертання  $M_{\text{вп}}$ .

На практиці використання описуваного методу часто ускладнюється через невизначеність положення центра обертання  $O$ . Його координати, а також величину радіуса  $R$  потрібно визначати так, щоб відбити в розрахунку найбільш не вигідне положення центра  $O$  для визначення найменшого з можливих для даного укусу значення коефіцієнта запасу стійкості  $k_{\text{зан}}$ . Звичайне положення центра  $O$  визначають підбором шляхом проведення декількох послідовних розрахунків. Для полегшення цієї операції запропоновані різні методи, наприклад метод графіка Ямбу.

У дуже багатьох випадках зсуви виникають при значеннях коефіцієнта запасу  $k_{\text{зан}}$  навіть у самому незначному ступені менше одиниці. Для забезпечення належного ступеня стійкості необхідно, щоб  $k_{\text{зан}} > 1,0$ . Теоретично стійкість укусу або схилу буде забезпечена при значеннях цього коефіцієнта, що лише трохи перевищують одиницю.

Величина  $k_{\text{зан}}$ , природно, повинна зростати з підвищенням ступеня невизначеності завдання. Тому, оперуючи укусом невідомого ступеня забезпеченої стійкості й з огляду на неминучу неточність у встановленні сил опору ґрунтів зрушенню, доцільно вводити в розрахунок значення  $k_{\text{зан}} = 1,25$  —  $1,30$  і навіть  $1,5$ . Разом з тим при закріпленні діючих зсувів, що дає можливість зворотним перерахуванням (при  $k_{\text{зан}} = 1,0$ ) уточнити показники

опірності ґрунтів зрушенню, виявляється цілком можливо й досить допускати значення  $k_{\text{зап}} = 1,05—1,10$ .

При виконанні розрахунків по описуваному методі при певних обставинах потрібно особливо враховувати можливий вплив на ступінь стійкості схилів і укосів таких факторів, як фільтраційний тиск підземних вод, повзучість глинистих ґрунтів, обпливання розріджених пісків і т.п.

Облік фільтраційного тиску підземних вод. Фільтраційний тиск створюється у всіх випадках руху підземних вод. Де є градієнт, спостерігається ухил поверхні вільного підземного потоку або лінії п'єзометричного рівня напірних вод, там відбувається спадання напору, викликуване подоланням опору бігу води в ґрунті. Це опір у вигляді реакції й створює фільтраційний тиск.

Звичайно підземний потік дренується убік долини, тобто тече убік поверхні схилу. Ясно, що при цьому товща, що складає схил, випробовує фільтраційний тиск, що має однаковий основний напрямок зі зсувним тиском. Отже, у цьому випадку фільтраційний тиск є одним з факторів - побудників зсувних явищ.

Подібна ж картина, причому нерідко в набагато більше активній формі, створюється в товщах бортів водоймищ, укосах каналів при різкому спаді їхніх вод, що заповнюють. Фільтраційний тиск є досить істотним фактором у загальному співвідношенні сил, що визначають порушення стійкості схилів або укосів.

Фільтраційний тиск  $W_\phi$  являє собою активну, діючу на ґрунт об'ємну силу. По величині питомий фільтраційний тиск визначається добутком щільності води  $\rho_v$  на гідравлічний градієнт у даній крапці  $I$ . При рішенні завдання в системі  $MKS$   $\rho_v = 1 \text{ т/м}^3$ . При цьому умові при фільтрації через деякий обсяг  $V$  ґрунту  $W_\phi = \rho_v V I$ .

В умовах плоского завдання

$$W_\phi = \rho_v w I \quad (12)$$

де  $w$  - площа перетину потоку в площині креслення (зокрема, розрахункового блоку нижче кривої депресії).

У товщі ґрунту глибина підземного потоку безупинно міняється, що веде до одночасної зміни як  $w$ , так і  $I$ . Тому фільтраційний тиск варто визначати як

$$\sum W_\phi = \sum \rho_v w_i I_i \quad (13)$$

де  $i$  — черговий номер блоку.

У першому наближенні величину гідравлічного градієнта  $I_i$  можна виражати через ухил кривої депресії в даному черговому блоці. Звідси ясно, що фільтраційний тиск буде збільшуватися з підвищенням рівня підземних вод (фактор  $V$ ) і градієнта  $I$ . Такий стан може бути насамперед при природному або змушеному збільшенні дебіту підземних вод (їхньої витрати).

Як показують теоретичні дослідження в області фільтраційного тиску, в умовах круглоциліндрической поверхні ковзання фільтраційний тиск можна врахувати, приймаючи ґрунт нижче кривої депресії зваженим  $P_e$ .

(чисельник формули) і активних сил (знаменник цих формул) — не зваженим  $P_i$ . У цьому випадку основна формула описуваного методу (10) одержить вид

$$k_{\text{çàì..ò}} = \frac{\sum P_a \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i}{\sum P_i \sin \alpha_i} \quad (14)$$

Тут індекс «ф» указує на те, що коефіцієнт стійкості прийнятий з урахуванням фільтраційного тиску; індекс «в» при  $P$  — маса кожного з розрахункових блоків визначається з урахуванням його зважування.

Якщо укіс просто затоплений і через нього вже не фільтрується вода (рівність рівнів у водоймі й у товщі схилу), картина міняється. У цьому випадку, як завжди нижче рівня води, активні сили, що зрушують,  $Q$  (знаменник формул стійкості) потрібно визначати з уче-. тім зважування. Наприклад,

$$k_{\text{çàì}} = \frac{\sum P_a \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum c_i l_i}{\sum P_a \sin \alpha_i} \quad (15)$$

Зсуви з фіксованою поверхнею ковзання. Як відзначалося вище, розглянутий випадок ю своїй природі є більше простим. Характер поверхні ковзання визначається не стільки напруженим станом товщі, скільки природними умовами й будовою товщі. Тут дуже часто виявляються вирішальні умови залягання в товщі укусу або схилу слабких прослоєв зі зниженою опірністю зрушенню (ковзання) або форма поверхні товщі, що підстилає, по якій зміщаються зсувні маси (покровні зсуви - оповзання). В умовах плоского завдання ці поверхні ковзання з деяким наближенням можна замінити в площині креслення тією або іншою сукупністю прямих ліній - ліній ковзання.

Для оцінки ступеня стійкості земляних мас при подібних умовах, як показує практика, з успіхом застосовують метод горизонтальних сил.

Опірність ґрунту зрушенню  $s_p$  крім звичайного її вираження через кут внутрішнього тертя  $\varphi$  і зчеплення  $c$  можна виразити через коефіцієнт  $F_p$  і кут  $\psi_p$  опірності зрушенню. У цьому випадку виключається розчленовування загальної опірності зрушенню порозень на сили внутрішнього тертя  $p \operatorname{tg} \varphi$  і зчеплення  $c$ . Ці показники зв'язані між собою вираженнями  $F_p = \operatorname{tg} \psi_p$  і  $\psi_p = \operatorname{arctg} F_p$ .

Разом з тим  $F_p = S_p/p$ , де по колишньому  $s_p = p \operatorname{tg} \varphi + c$ .  
Тоді  $F_p = \operatorname{tg} \varphi + c/p$  і  $s_p = p F_p$ .

Як видно, коефіцієнт  $F_p$  і кут  $\psi_p$  опірності зрушенню виявляються залежними від навантаження. Зокрема, при  $p = 0$  коефіцієнт  $F_p$  і кут  $\psi_p$  рівні відповідно нескінченності й куту в  $90^\circ$ . Разом з тим при рівності навантаження  $p$  нескінченності  $F_p = \operatorname{tg} \varphi$  і кут  $\psi_p = \varphi$ .

Аналіз питання показує, що критичний кут укусу дорівнює куту опору зрушенню ґрунту  $\psi_p$  при нормальній нарузі  $p$ , відповідає заданій умові, тобто

$$\psi_p = \alpha_{\text{кр}}. \quad (16)$$

Нагадаємо, що кут опору зрушенню  $\psi_p$  сипучого ґрунту, у якого зчеплення дорівнює нулю ( $c = 0$ ), дорівнює куту внутрішнього тертя  $\varphi$ . Отже, критичний кут  $\alpha_{кр}$  укосу в сипучого ґрунту дорівнює куту внутрішнього тертя ґрунту, тобто  $\alpha_{кр} = \varphi$ .

Звернемося тепер до побудов.  $N$  -Нормальна до поверхні ковзання складова реакції маси  $P$  деякого розрахункового блоку за умови  $\psi_p = 0$ , тобто при  $\varphi = 0$  і  $c = 0$ . Сила  $Q$  — також реакція  $P$ , але при наявності в ґрунті на поверхні ковзання ґрунту тертя й зчеплення. Напрямок цієї сили визначається кутом тертя  $\varphi$  або кутом опору зрушенню  $\psi_p$  при наявності в ґрунті зчеплення ( $c \neq 0$ ).

Сила  $H$  як проекція на горизонтальну вісь сили  $N$  являє собою розпір, тобто тиск на вертикальну стінку нижнього блоку при відсутності в ґрунті тертя й зчеплення. Сила  $T$  — частина розпору  $H$ , сприймана тертям і зчепленням;  $E$  — непогашена частина розпору  $H$ . Очевидно, що

$$H = P \operatorname{tg} \alpha; \quad (17)$$

$$E = P \operatorname{tg}(\alpha - \psi_p) \quad (18)$$

$$T = H - E = P(\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg}(\alpha - \psi_p)) \quad (19)$$

Знаючи величини  $\sum(\pm H_i)$  і  $\sum T_i$  для блоків усього зсувного схилу, ми можемо обчислити коефіцієнт запасу, що відповідає йому, стійкості

$$K_{зан} = \sum T_i : \sum(\pm H_i) \quad (20)$$

При наявності в укосі фільтраційного потоку він робить на маси, що оповзають, ґрунту додатковий тиск  $W_\phi$ . Величину цього тиску  $W_{\phi i}$  у кожному з виділених блоків визначають по відомій уже нам формулі (12):

$$W_{\phi i} = \rho_a w_i I_i$$

Напрямок лінії дії фільтраційної сили  $W_{\phi i}$  в межах кожного із блоків можна приймати паралельним кривої депресії в даному блоці. Таким чином, можна визначити кут  $\beta_{\phi i}$ , що утворить лінія дії  $W_i$  з обрієм.

Коефіцієнт запасу стійкості  $K_{зан}$  зсувного тіла в цьому випадку при обліку фільтраційного тиску відповідно до формули (20) буде визначатися вираженням

$$\hat{E}_{\phi i} = \frac{\sum \dot{O}_i}{\sum (\pm \dot{I}_i) + \sum W_i \cos \beta_{\phi i}} \quad (21)$$

Особливо великий вплив підземні води як силовий фактор роблять на ступінь стійкості зсувних мас на схилі при наявності в контактній зоні з корінними породами напірного водоносного обрію з напором, здатним змінитися в часі, наприклад по сезонах залежно від атмосферних опадів.

У контактному шарі діє напір  $h_w$ , що у загальному випадку може бути й більше й менше потужності покривного шару  $h_{гр}$ .

У рівноважному положенні при критичному значенні кута  $\alpha_{кр}$  схилу  $K_{зан} = 1,0$ . У цьому випадку

$$\operatorname{tg} \alpha_{\phi} = \left( 1 - \frac{1}{2} \frac{h_a}{h_{\phi}} \right) \operatorname{tg} \varphi_w + \frac{c_w}{\rho_{\phi} h_{\phi}} \quad (22)$$

Для часного ж випадку при відсутності зчеплення контактному шарі, тобто при  $c = 0$  одержимо

$$\operatorname{tg} \alpha_{\text{éò}} = \left( 1 - \frac{1}{2} \frac{h_{\text{á}}}{h_{\text{áò}}} \right) \operatorname{tg} \varphi_{\text{w}} \quad (23)$$

Очевидно, що при  $h_{\text{é}} = h_{\text{rp}}$  (практично  $h_{\text{é}}$  може бути більше  $h_{\text{rp}}$ ) критичний кут укосу в розглянутому випадку  $\alpha_{\text{кр}} = \varphi_{\text{w}}/2$ .

Як видно, через наявність у контактній зоні напірного обрію різко знижується стійкість зсувних мас на поверхні ковзання. Критичний кут схилу при значному напорі  $h_{\text{é}}$ , що перевершує потужність шару, що оповзає, може виявитися досить незначним, і зсувні маси почнуть переміщатися на самих пологих схилах при значній потужності  $h_{\text{rp}}$  мас і малій величині зчеплення  $c_{\text{w}}$ . Оцінка можливих умов виносу з товщі й опливання на укосі пісків. Подібні питання виникають при оцінці умов можливого порушення устійчовості відкосив ті склонів у зв'язку з їх сколом при просадки. Очевидно, що для переміщення піску в товщі піщаного шару або на поверхні укосу він повинен перейти попередньо в розріджене або у всякому разі у зважений стан настільки, щоб потік підземних вод с. тим або іншому градієнту (/ потоку) зміг утягнути його у свій рух.

Для розвитку цього процесу в часі необхідно, щоб втративши свою стійкість і маси, що перемістилися, піску могли відходити від місця нагромадження й у такий спосіб звільняти простір для знову вступників.

При розташуванні таких схилів і укосів нижче рівня водойм або водотоків віднесенню цих мас піску можуть сприяти хвилювання й плин поверхневих вод. При вільній (у сухому положенні) поверхні укосів піщані маси можуть переміщатися лише долілиць по укосі.

У результаті розгляду умов стійкості покривних обріїв піщаної товщі в укосі під впливом фільтраційного потоку можна одержати наступне вираження:

$$\hat{E}_{\text{çàì}} = \left( \frac{1}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi / \operatorname{tg} \alpha \quad (24)$$

Отже, критичний кут укосу ( $\kappa_{\text{зан}} = 1,0$ ), при якому можливе переміщення ґрунту по укосі, буде дорівнює

$$\alpha = \varphi/2. \quad (25)$$

Звичайно для піщаних ґрунтів кут тертя  $\varphi$  близький до  $30^\circ$ . Отже, при куті закладення укосу  $\alpha > 15^\circ$  або при його крутості  $1 : m = 1:3,75$  знос по укосі винесеного з товщі або піску, що обпливає на укосі, уже можливий.

### Протизсувні заходи.

Деякі із протизсувних заходів, що мають пасивний характер, зводяться до вибору найбільш сприятливих місць розташування споруджень.

Принципово найбільш простим рішенням питання варто вважати прокладку доріг і перетинання водотоків мостовими переходами по трасах і створам, вільним від зсувної погрози. Але оскільки не у всіх випадках це

можливо, при будівництві нерідко доводиться застосовувати активні протизсувні заходи.

Очевидно, що для ефективного використання цих заходів необхідно встановити в кожному окремому випадку наявність зсувної погрози й визначити ступінь її як у теперішньому часі, так і в майбутньому. У всіх випадках необхідно встановити природу зсувного явища. Щодо цього може виявитися корисною наведена раніше класифікація форми зсувів.

Зсувний характер схилу в багатьох випадках можна легко встановити по візуальних ознаках. До числа їх ставляться, насамперед, характер самого схилу, наявність на ньому всякого роду бугрів<sup>^</sup> і зривів (зсувні цирки), скривлення рослинності (п'яний ліс) і т.п. Наявність зсувного руху часто розкривається по деформаціях тих або інших споруджень і появою в них характерних тріщин.

Якщо ступінь стійкості схилів важко оцінити по зовнішніх ознаках, істотну допомогу в аналізі стійкості можуть зробити спеціальні розрахунки.

Протизсувні заходи досить численні й різноманітні. Найголовніші з них полягають в осушенні зсувних мас за допомогою всякого роду водовідвідних, що перехоплюють і дренажних пристроїв (каналів, дренажів, водозбірних штолень і т.д.). При наявності в товщі напірних вод величезне значення мають заходи щодо зняття протитиску, що зважає товщу. Істотну роль у цьому грає планування поверхні схилу для впорядкування стоку поверхневих вод і зменшення інфільтрації. Досить корисні всякого роду берегозахисні заходи проти можливого підмиву схилів (вимощення, кам'яний накид, буни й т.п.). У багатьох випадках корисно також зрізати земляні маси, що активізують зсув. В особливих умовах для підтримки мас, що оповзають, улаштовують підпірні стінки. Для кріплення стін будинку використовують контрфорси нерідко, однак, з тимчасовим успіхом.

У цих випадках досить великого значення набувають усякого роду заходу охоронного порядку, наприклад заборона знищувати рослинність, обмеження по будівництву, особливо строгі вимоги до режиму водного господарства.

Доцільність кожного із зазначених заходів визначається насамперед ступенем його відповідності основній причині зсувного прояву. Так, при вивалах місцевого значення часто досить розчистити укiс і скинути долілиць камені й скельні блоки, що перебувають у хиткому положенні. У більше складних умовах особливо ефективним може виявитися пристрій уловлювальних і стінок, що одягають. У деяких випадках доцільно заанкерувати загрозованим падінням кам'яні масиви металевими анкерами. При густій тріщинуватості порід у допомогу анкерам можна укласти дротові мережі, що покривають укiс в угрожаємих місцях. У всіх випадках можуть бути корисні що обгороджують (уловлювальні) стінки.

При сильному руйнуванні скельних порід найбільш ефективною мірою боротьби з погрозою обвалів варто вважати відповідне уположення укусу. Ця міра може бути корисною при розвитку зсувів за схемою обвалення зі зрізом і обертанням. У випадку відколу уположенням укусу можна також домогтися



позитивних результатів, якщо основною причиною порушення стійкості укосу є недостатня міцність товщі, що підстилає, ґрунтів.

Якщо цей вид зсуву виникає внаслідок виносу піщаних мас фільтраційним потоком з товщі, що підстилає, для боротьби з ним необхідні всякого роду дренажні заходи, що перехоплюють підземний потік ще до його виходу на поверхню укосу, у тому числі поперечні дренажі. У цих же умовах часто досить доцільно влаштовувати на виходах ґрунтових вод на укіс нестійкої піщаної товщі фільтруючі покриття, виконувані за принципом дренажних призм і зворотних фільтрів.

Особливо важко запобігти ковзанню пачок або цілих свит шарів при великій потужності товщі, що оповзає. При малій потужності товщі порід, що втрачає свою стійкість, як завжди, корисні водовідвідні й дренажні заходи. Найбільше доцільно в цьому випадку анкерувати шари, що зсковзують, наприклад, за допомогою залізобетонних шпонок у вигляді коротких стовпів (надовба), що закладаються в зоні поверхні ковзання й досить міцних для восприняття й передачі діючого тут, що зрушує зусилля. У ряді ж випадків при малій потужності товщ набагато вигідніше використовувати підпірні стінки.

Найбільш радикальною мірою боротьби проти зсувів є зняття в товщі ґрунту фільтраційного тиску підземного потоку за допомогою всякого роду водовідводів і дренажних заходів. Заходу цього виду особливо необхідні тоді, коли порушена стійкість земляних (звичайно покривних) мас за схемою оповзання, оскільки маси, що оповзають, часто виявляються в перезволоженому стані. При деякому їхньому осушенні вдається підвищити в'язкість глинистих мас, що оповзають, що дозволяє принаймні сповільнити їхнє оповзання. Варто мати на увазі, що при достатній міцності підпірні стінки необхідно закладати на стійкої, не порушеної зсувним рухом толще, тобто нижче поверхні ковзання. У протилежному випадку стінка може зміститися з підтримуваним нею укосом.

При конструюванні й розрахунку підпірних стінок варто зважати на те, що при слабкій (перезволоженої) консистенції мас, що оповзають, ґрунт може й не передавати тиск зсуву стінці. Якщо підпірна стінка заснована на корінних породах, то в цих умовах зсувні маси просто обтікають її збоку або починають переповзати через неї. Подібне явище іноді відбувається на ділянці Сочі - Сухумі Чорноморського шосе.

При пристрої підпірних стінок на глинистих ґрунтах необхідно зважати на можливе ослаблення міцності їх у часі й тривалій деформації зсуву стінок у результаті повзучості таких ґрунтів.

Для боротьби з обпливаннями переважно незв'язних мас ґрунту в природних схилах найбільше доцільно дренувати товщі з метою перехоплення виклинивающогося на укосі підземного потоку або ґрунтових вод. У цих умовах винятково корисно влаштовувати фільтруючі пригужаючі покриття з більше грубозернистих матеріалів (за принципом зворотного фільтра). Динамічну стійкість пісків у затоплених укосах піщаних

споруджень забезпечують відповідним ущільненням піску або застосуванням важкої пригрузкой (наприклад, кам'яного накиду).

В останні роки усе більше практикують механічні способи, кріплення зсувних схилів залізобетонними палями великого діаметра. Ці палі з метою додання більшої твердості системі на поверхні зв'язують залізобетонними плитами (ростверками) і системою балок-обв'язок.

Варто також указати на шкідливі наслідки знищення на схилах деревної рослинності й чагарників. Закріплююча роль їхньої кореневої системи на потенційно, що оповзають схилах, добре відома і було б нерозважливо її втрачати, особливо в боротьбі з покривними зсувами.

## ЛЕКЦІЯ № 5

### УМОВИ РОБОТИ ҐРУНТІВ У НАПРУЖЕНОМУ СТАНІ ҐРУНТОВОЇ

#### ТОВЩІ

**Принципові положення.** Як вказувалося, інженерна геологія повинна фіксувати природну обстановку зведення проектованого спорудження: ґрунти й гірські породи із властивими ним особливостями й властивостями, геодинамічні процеси і явища, здатні загрожувати самому існуванню споруджень, і, нарешті, особливість режиму підземних вод на будівельному майданчику.

Механіка ґрунтів, у свою чергу, розглядає умови, що визначають роботу споруджень у період будівництва й експлуатації. Ці умови залежать від обстановки роботи ґрунтів у їхній підставі або в їхньому составі. Виходячи із цього, можна відзначити, що механіка ґрунтів займається методами оцінки ступеня міцності й стійкості ґрунтів у підставі споруджень, а також їхньою деформацією під впливом прикладених до них сил, притім обов'язково з урахуванням фактора часу.

Усяке механічне порушення міцності й стійкості ґрунтової товщі, а також її деформація виникають як наслідок впливу на неї тих або інших сил. Ці сили можна виразити через власну масу ґрунтової товщі, вага спорудження, що зводиться на ній, і враховувати також прикладені до нього зовнішні сили. Подібна ж обстановка виникає в результаті прояву таких природних процесів, як сейсмічні явища, гідродинамічні сили й т.п.

Рішення завдання безаварійної експлуатації спорудження полягає в погашенні виникаючих при цьому в ґрунті активних напруг реактивними силами опору ґрунту, які могли б протистояти цим напругам. Такий стан виникає, зокрема, у підставі мостової опори, що передає ґрунту через свій фундамент частку, що доводиться на опору, ваги пролітної будови й опори в цілому (постійне навантаження), а також корисне навантаження, тобто вага наступні по мосту транспорту (тимчасове навантаження).

Допустимо, що в результаті сумарного впливу на фундамент опори постійного й тимчасового навантажень поверхня ґрунтового масиву виявляється завантаженої в умовах плоского завдання по деякій смугі шириною  $B = 2b$ . Величина й характер завантаження при цьому не обмежуються.

Розташуємо центр координатної системи  $O$  в центрі завантаженої смуги в рівні поверхні ґрунтового масиву. Направимо вісь  $+Z$  по вертикалі долілиць, а вісь  $+X$  по горизонталі вправо від центра системи. Виділимо в крапці  $A$  площини підстави завантаженої смуги (в умовах плоского завдання) елементарну площадку у вигляді квадрата зі сторонами  $aa$ ,  $ac$  і  $cc$ , розташованими відповідно по осях  $x$  и  $z$ .

Уявимо собі, що силовий вплив від навантаження  $p_0$  по смугі  $B — 2b$  поширюється в товщі ґрунту у вигляді деяких силових променів. Зустрічаючи на своєму шляху сторони (грані) виділеного елемента, кожний з дотичних з ним силових променів робить на них деякий вплив у вигляді повних відповідно спрямованих напруг  $p'$  і  $p''$ .

У загальному випадку повні напруги  $p'$  і  $p''$  будуть впливати на сторони виділеного елемента під деяким кутом. Розкладемо сили  $p'$  і  $p''$  на напрямки, нормальні й дотичні до сторін елемента. Тоді наш елемент виявиться під впливом системи активних і реактивних стискаючих нормальних напруг  $p'_z$  і  $p''_x$  і дотичних або, як ми будемо їх називати, що зрушують напруг  $\tau$ . Спрямованість дотичних напружень  $\tau$  визначається напрямком повних напруг  $p'$  і  $p''$  щодо сторін елементарної площадки.

Разом з назад спрямованими по протилежних паралельних гранях реактивними напругами дотичні напруження утворюють дві взаємно, що врівноважують пари, сил.

Системи нормальних напруг  $p_z$  і  $p_x$  (у цьому випадку вертикальних і горизонтальних) з усіх боків обжимають наш елемент, викликаючи ущільнення ґрунту й осаду спорудження. Із цього погляду роль нормальних напруг оцінюють як несприятливу. Разом з тим система напруг, що зрушують, перекошує виділений нами елемент.

Допустимо далі, що виділений нами обсяг містить у собі кілька зерен, що складають породу. Прийmemo умовно, що ці зерна (частки) мають кульову форму. В умовах плоского завдання ми будемо мати в розглянутому елементі кілька кіл. Зерна, що тісно стикаються зі сторонами елемента, реагують на найменшу зміну його форми. Перекіс виділеного нами елемента при недостатній міцності ґрунту супроводжується взаємним переміщенням у вигляді зрушення включених у нього зерен. Ці зерна переміщуються по деяких закономірних траєкторіях, спрямованих у загальному випадку в зовнішні сторони від завантаженої смуги й нагору до вільної поверхні ґрунтового масиву.

При значному розвитку описуваного процесу може відбутися видавлювання, або випар, ґрунту з-під подошви фундаменту, через що можливо повне порушення стійкості фундаменту споруди. У такий спосіб, ми можемо відзначити, що стійкість підстав споруджень порушується під впливом що зрушують (дотичних) напруг. При цьому умові виникаючі під навантаженням у фундаменті споруди дотичні напруження потрібно розглядати як несприятливий фактор, що при проектуванні спорудження необхідно враховувати у всіх випадках.

Зовсім в іншому напрямку впливають на ґрунт у розглянутому випадку стискаючі нормальні напруги, у нашій прикладі  $p_z$  і  $p_x$ . Під їхнім тиском виділений елемент ґрунту ущільнюється, частки більш інтенсивно притискаються друг до друга, підвищуючи діючі між ними сили тертя. В остаточному підсумку міцність ґрунту, його здатність чинити опір напругам, що зрушують, збільшується, що в загальному випадку підвищує несучу здатність і стійкість підстави. Із зазначеної точки зору нормальні напруги

варто розглядати як сприятливий фактор. На жаль, сприятливий вплив на ступінь стійкості підстави нормальних напруг, що виникають у ґрунтовій товщі від додатка до неї зовнішнього навантаження, не завжди виражається повною мірою й далеко не у всіх випадках.

Розглянемо тепер умови обмеження ролі нормальних напруг. Величина нормальних ( $p_n$ ) і дотичних ( $\tau$ ) напруг, що виникають у ґрунтовій товщі, природно, залежить від розмірів і форми прикладеної до неї навантаження. Однак принципово найбільш важливим є положення про зміну цих величин залежно від координат розглянутої крапки (в умовах плоского завдання —  $x$  і  $z$ ) і обов'язково від орієнтації площадки, що проходить через задану крапку, по якій діють виділені нами нормальні  $p_n$  і дотичні  $\tau$  напруги.

Через зазначену обставину при оцінці міцності й стійкості ґрунтової товщі, а також її деформації необхідно враховувати сили опору ґрунту, що діють у тих або інших крапках і по тим або інших площадках, виділеним для аналізу. Прикладом недообліку цього положення може служити катастрофічне руйнування елеватора в умовах перенапруги його підстави. Характерним прикладом цьому служить порушення стійкості схилу в результаті зсуву під власною вагою ґрунтової товщі.

### **Форми вираження напруженого стану ґрунтової товщі.**

Інженерна геологія й механіка ґрунтів на сучасному рівні стану науки мають на меті розкриття напруженого стану так чи інакше завантаженого ґрунтового масиву. Щодо цього найбільш сприятливі перспективи відкриваються при використанні широко розвиненого апарата теорії пружності. Однак положення цієї дисципліни можна застосовувати тільки до суцільних пружних тіл, що відповідають закону Гука з постійною величиною модуля пружності  $E = \text{const}$ .

Товща гірських порід і ґрунтів, відзначимо це із самого початку, як правило, суперечить цій умові, оскільки товща твердих скельних і напівскельних порід завжди розсічена на окремі блоки тріщинами. Разом з тим зернисті породи, подібні піску, гравію, гальці або щебеням, складені з окремих елементів, не зв'язаних між собою.

Трохи повніше поняттю про пружне суцільне тіло відповідають глинисті ґрунти, хоча вони і являють собою тіла з незліченною сукупністю дрібних кристалів особливих глинистих мінералів. Мало цього, товща глинистих ґрунтів у твердій або напівтвердій консистенції, як правило, буває теж розсічена складною системою тріщин.

Разом з тим для всіх різновидів гірських порід і ґрунтів під дією навантажень характерні залишкові деформації. У скельних і напівскельних породах залишкові деформації обумовлюються змиканням під навантаженням тріщин, в інших же, начебто зернистих і глинистих ґрунтів, залишкові деформації виникають при їхньому невідновному ущільненні під навантаженням зі скороченням обсягу ув'язнених у них пор.

Так чи інакше товщу гірських порід і ґрунтів, узяту в цілому, неправильно розглядати як пружне тіло з постійними значеннями механічних характеристик. Ці обставини кладуть межа беззастережному використанню в інженерній геології й механіку ґрунтів широко розробленого для різноманітніших завдань апарата теорії пружності.

Через невідповідність ідеально твердого тіла Гука по теорії пружності, зернистому середовищу, подібної до піску й щебеням, проф. И. И. Кандауров створив строгу теорію й розрахункову схему для визначення напруг у дискретних середовищах. Ця схема, покладена в основу розглянутого методу, базується на поданні про передачу навантаження, сприйманої окремим елементом у середовищі на два підтримуючі елементи. У розрахунок в умовах плоского завдання вводиться коефіцієнт розподілу:

$$\eta = 2\alpha / \beta^2$$

де  $\alpha = a/z$  і  $\beta = b/z$ ;  $a$  — висота;  $b$  — ширина елемента.

Відоме вираження Буссинеска для визначення вертикальної нормальної напруги можна представити в наступному виді:

$$\sigma_A = \hat{E}_A D / z^2$$

де коефіцієнт  $K_B = 0,48$ .

Згідно М. Н. Гольдштейну, напруга  $\sigma_z$  відповідно до теорії дискретного середовища можна виразити в аналогічній формі:

$$\sigma_K = K_K P / z^2$$

Коефіцієнт Кандаурова  $K_K$  пов'язаний з величиною коефіцієнта розподілу  $\eta$ . При  $K_B = K_K = 0,48$  величини  $\sigma_A = \sigma_E$  виявляються рівними, тобто методи теорії пружності й теорії дискретного середовища дають однакові результати у визначенні  $\sigma_z$ . Це положення відповідає коефіцієнту розподілу  $\eta = 1,5$ . При збільшенні висоти  $a$  елемента середовища й зменшення його ширини  $b$  розбіжність у величинах  $\sigma_A$  і  $\sigma_E$  значно збільшується. Так, при  $\eta = 4$  величина коефіцієнта  $K$  зростає до  $K_K = 1,27$  проти  $K_B = 0,48$ , що веде до розбіжності  $\sigma_A$  і  $\sigma_E$  більш ніж в 2,5 рази. Однак рішення по цьому методі практичного значення не мають.

Як показав Л. А. Уварів, величини вертикальних нормальних стискаючих  $p_z$  і дотичних напруг  $\sigma_{zx} = \sigma_{xz}$ , обумовлені методом теорії пружності й дискретного середовища, виявляються в межах точності рішення завдань механіки ґрунтів практично співпадаючими. Разом з тим математичний апарат теорії дискретного середовища громіздкий.

Слід зазначити також, що роботами радянських учених Н. М. Герсванова й В. А. Флорина (1930—1940) теоретичним шляхом підтверджена ідея основоположника механіки ґрунтів проф. К. Терцаги (1923—1925) про допустимість вивчення напруженого стану ґрунтового поля методами теорії пружності за умови наявності лінійного виду механічної характеристики «навантаження — деформація». Це положення було неодноразово підтверджене практикою при будівництві самих відповідальних споруджень і

в першу чергу Свір-Будуючи (1929—1934). У такий спосіб було узаконене використання в механіку ґрунтів апарата теорії пружності з метою визначення величин напруг у ґрунтовій товщі як середовища, характеризуємо залишковими деформаціями зі змінним від навантаження модулем  $E_p$ . Через неможливість використовувати виводи теорії пружності треба було розробляти спеціальні методи механіки ґрунтів.

В останні десятиліття одержав широке визнання новий метод рішення завдань теорії пружності - метод кінцевих елементів. Цей метод при використанні ЕВМ відкрив широкі практичні можливості рішення найважчих завдань теорії пружності. Однак навіть у найпростіших завданнях механіки ґрунтів по вивченню напруженого стану ґрунтової товщі метод кінцевих елементів перебуває ще на ранній стадії розвитку.

Утруднення при цьому виникають через саму сутність методу кінцевих елементів: діючі під навантаженням у ґрунтовій товщі напруги визначаються через деформації з використанням постійних значень модуля пружності й коефіцієнта Пуассона. Як видно, такий шлях суперечить зазначеним вище умовам і вимагає доробки стосовно до завдань механіки ґрунтів.

З метою скорочення обсягу книги з її практично виключені всі чисельні приклади, тим більше, що вони у великому числі наведені в навчальному посібнику М. Ф. Котова «Механіка ґрунтів у прикладах» (під ред. Н. Н. Маслова), виданому «Вищою школою» в 1968 р.

**ЛЕКЦІЯ № 6**  
**ОСНОВНІ ТЕОРЕТИЧНІ ПЕРЕДУМОВИ РОЗВ'ЯЗАННЯ ЗАДАЧ**  
**МЕХАНІКИ ҐРУНТІВ**

**Про мерю міцності ґрунтів.**

У справжній проблемі розглядаються наступні поняття: 1) про міцність ґрунту в деякій крапці товщі підстави; 2) про стійкість підстав споруджень у цілому; 3) про несучу здатність підстав.

У першому випадку допускається можливість деякого локального порушення міцності ґрунту у визначальній крапці у фундаменті споруди з координатами  $x, z$ . Другий випадок зв'язують уже з порушенням міцності ґрунту в якійсь більш-менш значній зоні фундаментів споруди, що може привести до порушення стійкості підстави в цілому й самому спорудженні, нерідко з катастрофічними наслідками в умовах навантажень на ґрунт вище їх деякого критичного значення ( $p_{кр}$ ). Нарешті, третій випадок відповідає комплексній постановці питання: ураховується необхідність оцінки несучої здатності фундаменту споруди як з погляду забезпечення й необхідного ступеня його міцності й безумовний загальної стійкості, так і одночасно (що дуже важливо) з позицій прояву деформації спорудження в припустимих межах  $p_{доп}$ .

Питання про методи оцінки величин  $p_{кр}$  і  $p_{доп}$  розглядаються в наступних главах. Тут же відзначимо досить важливе положення, що ступінь міцності ґрунту в найбільш загальному випадку визначається співвідношенням дотичної напруги, що впливає на ґрунт,  $\tau$  (активна сила) і діючої опірності ґрунту зрушенню ( $S_p$ )

Уведемо поняття про коефіцієнт умов роботи

$$m = \tau / S_p \quad (1)$$

і коефіцієнт запасу міцності

$$k_{зап} = S_p / \tau \quad (2)$$

Як видно, обоє цих поняття зв'язані зворотною залежністю й в обох випадках характеризують роботу ґрунту в деякому кількісному вираженні.

У наступному викладі ми із причин, які будуть видні з подальшого, віддамо перевагу другому із цих показників -  $k_{зап}$ .

Нагадаємо, що в загальному випадку опірність ґрунтів зрушенню  $S_p$  описується вираженням

$$S_p = p_n \operatorname{tg}\varphi + c$$

Таким чином, у загальному випадку величина коефіцієнта запасу  $k_{зап}$  позначається залежною від величин нормального  $p_n$  і дотичного  $\tau$  напруження.

Величина коефіцієнта запасу зростає зі збільшенням ступеня надійності стану міцності ґрунту, і навпаки. Розрізняють три таких стани:

1)  $k_{зап} = S_p / \tau < 1,0$  — стан незабезпеченої міцності (поза межний стан) за умови  $\tau > S_p$ ;



2)  $k_{\text{зап}} = S_p / \tau = 1$  — стан граничної рівноваги при  $\tau = S_p$

3)  $k_{\text{зап}} = S_p / \tau > 1$  - стан із забезпеченою міцністю при  $S_p > \tau$

(допредельне).

При рішенні поставленого завдання може виникнути необхідність: 1) визначити коефіцієнт запасу по міцності ґрунту для всього підстави в цілому, тобто  $\sum k$ ; 2) установити його мінімальне значення для аналізованої крапки  $k_{\text{зап. min}}$ ; 3) те ж, для такої ж крапки, але для орієнтованої площадки (наприклад, у межах похило падаючого прослоя  $k_{\text{зап}} \delta^\circ$ ).

Перше завдання виникає при попереднім рішенні питання й геологічно однорідній товщі. Очевидно, що при цьому потрібно враховувати найбільше з можливих для всієї товщі в цілому дотичних напруг  $\tau_{\text{макс. макс}}$ .

Другий випадок завдання виникає при необхідності визначити  $k_{\text{зап}}$  для деякої крапки в однорідній товщі для найбільше не вигідно орієнтованої площадки, тобто стосовно до найбільшого значення дотичного напруження в даній крапці  $\tau_{\text{макс}}$ .

По третьому варіанті потрібно визначити й використовувати в аналізі дотичне напруження  $\tau_\delta$ , тобто діюче по деякій площадці з кутом орієнтації  $\delta^\circ$ .

Таким чином, при аналізі в повному виді крім відповідних нормальних напруг  $p_n$  потрібно встановити для різних випадків загрузену ґрунтову товщу як для заданої в ній крапки дотичних напружень  $\tau_\delta$ ,  $\tau_{\text{макс}}$ , так і для всього підстави в цілому  $\tau_{\text{макс. макс}}$ .

### **Принцип установлення в ґрунтовій товщі нормальних і дотичних напружень.**

Напружений стан у будь-якій крапці плоского поля повністю описується, якщо для цієї крапки відомі величини головних напруг ( $p_1$  і  $p_2$ , причому  $p_1 > p_2$ ) і орієнтація головних напрямків, по яких діють головні напруги  $p_1$  і  $p_2$ .

Орієнтація сліду площадки I-I на площині визначається величиною кута  $\delta^\circ$ , що утвориться нормально до площадки I-I з головним напрямком, по якому діє більша головна напруга  $p_1$ .

Якщо величини  $p_1$  і  $p_2$  для даної крапки відомі й установлений кут  $\delta^\circ$ , що орієнтує виділену для аналізу площадку, то значення  $p_{n\delta}$  й  $\tau_\delta$  для будь-яких умов загрузення товщі встановити простіше всього по колу Мору.

Розглянуту побудову виконують у наступному порядку:

1. Задаються деяким початком координат  $O$ .

2. Від початку координат по осі абсцис відкладають відрізки, що відповідають, у деякому масштабі напруг, величинам головних напруг  $p_1$  і  $p_2$ .

3. На різниці  $(p_1 - p_2)$ , як на діаметрі, будують коло з радіусом  $R = (p_1 - p_2)/2$  і із центром  $O'$  у крапці з абсцисою  $(p_1 + p_2)/2$ .

Величини  $p_{n\delta}$  і  $\tau_\delta$  нормальних і дотичних напруг, що діють по площадці з орієнтацією  $\delta^\circ$ , визначаються положенням на колі Мору.

Виходячи з наведених залежностей, можна зробити ряд досить важливих висновків:

1. Головні напруги  $p_1$  і  $p_2$  по величині є екстремальними для нормальних напруг  $p_{n\delta}$  у даній крапці, тобто  $p_2 \leq p_{n\delta} \leq p_1$

2. Максимальна й мінімальна величина нормальної напруги в заданій крапці ґрунтової товщі обмежуються, таким чином, значеннями головних напруг  $p_1$  і  $p_2$  і виникають по площадках, сполученим з головними напругами.

3. По площадці (завжди в заданій крапці D), нахиленої під кутом  $\delta = 45^\circ$  до головних напрямків, тобто за умови  $\omega = 2 \cdot 45^\circ = 90^\circ$ , нормальна напруга

$$p_{n45^\circ} = \frac{p_1 + p_2}{2} \quad (3)$$

4. Величина дотичного напруження  $\tau_\delta$  у крапці A підстави перебуває в межах

$$0 \leq \tau_\delta \leq \tau_{\max}; \quad \tau_\delta = 0. \quad (4)$$

5. Дотичні напруження  $\tau_\delta = 0$  діють по площадках, сполученим з головними напрямками, тобто при  $\delta_1 = 0$  і  $\delta_2 = 90^\circ$ . Разом з тим по площадках, нахиленим під кутом  $\delta = 45^\circ$  до головних напрямків, тобто при визначальному куті  $\omega = 2 \delta = 2 \cdot 45^\circ = 90^\circ$ , величина дотичного напруження в заданій крапці досягає свого максимального значення

$$\tau_{i\delta e\tilde{n}} = (\delta_1 - \delta_2) / 2 \quad (5)$$

6. Нарешті, значення  $p_{n\delta}$  і  $\tau_\delta$  для площадок з орієнтацією  $0 < \delta < 45^\circ$  визначаються простим способом з наведеної побудови виходячи з рішення прямокутних трикутників з гіпотенузою  $R = (p_1 - p_2) / 2$ . У цьому випадку одержимо

$$p_{n\delta} = (\delta_1 + \delta_2) / 2 + (\delta_1 - \delta_2) \cos 2\delta / 2 \quad (6)$$

$$\tau_\delta = (\delta_1 - \delta_2) \sin 2\delta / 2 \quad (7)$$

Одним з найпоширеніших окремих випадків є завдання про силовий вплив у ґрунтовій товщі рівномірно розподіленого смугового навантаження по поверхні пружного півпростору.

Відповідно до рішення завдання по теорії пружності й будівельній механіці для розглянутого випадку маємо:

$$p_1 = (p_0 / \pi)(\alpha + \sin \alpha) \quad (8)$$

$$p_2 = (p_0 / \pi)(\alpha - \sin \alpha) \quad (9)$$

7. Головний напрямок, що відповідає більшій головній напрузі  $p_1$ , збігається з бісектрисою кута видимості  $\alpha$ . У цьому випадку бифокальна система координат використана як приводить до найбільш простих рішень.

У наведені вище формулах  $p_0$  — рівномірно розподілене смугове навантаження;  $\alpha$  — кут видимості, під яким видна смугове навантаження по ширині  $B = 2b$  із крапки A в товщі підстави.

Використовуючи коло Мору, можна легко знайти  $m_{\max}$ , що цікавлять, напруги й насамперед дотичні напруження  $\tau_{\max}$  і  $\tau_{\max, \max}$ . Максимальне для

розглянутої крапки напруга  $\tau_{\text{макс.}}$ , що відповідає найбільш невідповідній орієнтації площадки під кутом  $45^\circ$  і головним напрямкам, буде дорівнює

$$\tau_{\text{макс}} = (p_1 - p_2)/2$$

Підставивши в це вираження значення головних напруг  $p_1$  і  $p_2$  і зробивши найпростіші спрощення, одержимо

$$\tau_{\text{макс}} = (p_0/\pi) \sin\alpha \quad (10)$$

Максимальне з можливих значень  $\tau$  у товщі підстави в розглянутих умовах визначають виходячи з положення, що  $\sin\alpha_{\text{макс}} = 1$ , що зокрема відповідає куту видимості  $\alpha = 90^\circ$ . Тоді

$$\tau_{\text{макс. макс}} = p_0/\pi \quad (11)$$

Наведені вираження мають велике принципове й практичне значення. Насамперед відзначимо, що всі вони свідчать про пряму пропорційність напруг  $p_1$ ,  $p_2$ ,  $\tau_{\text{макс.}}$  і  $\tau_{\text{макс. макс}}$  від величини рівномірно розподіленого навантаження  $p_0$ . Отже, при збільшенні навантаження  $p_0$ , наприклад, в 3 рази в прийнятих умовах завдання відповідно зростуть величини головних напруг  $p_1$  і  $p_2$  і дотичних  $\tau_{\text{макс.}}$  і  $\tau_{\text{макс. макс}}$ . Величини  $p_1$  і  $p_2$ , а також  $\tau_{\text{макс}}$  при значеннях  $p_0 = 1,0$  функціонально зв'язані тільки з кутом видимості  $\alpha$ .

Як видно, кути  $\alpha$  можна розглядати як уписані в окружність, що опираються на її хорду, рівну ширині  $B = 2b$  завантаженої ділянки. Звідси треба, що для будь-якої крапки підстави завантаженої ділянки, що лежить на цій окружності, кути видимості  $\alpha$  будуть рівні, тобто  $\alpha = \text{const}$ .

Із цього положення треба також, що в цих крапках по всій окружності, що відповідає деякому куту видимості  $\alpha$ , будуть рівні й головні напруги  $p_1$  і  $p_2$ , і максимальні дотичні  $\tau_{\text{макс.}}$ . Таким чином, зазначені окружності можна вважати геометричним місцем (для даного завдання) головних напруг  $p_1$  і  $p_2$ , максимальних дотичних  $\tau_{\text{макс}}$  і кутів видимості  $\alpha$ .

Зазначені положення використані для побудови графіка окружностей напруг і складання табл. 1.

Таблиця 1 - Головні напруги  $p_1$  і  $p_2$  і дотичні  $\tau_{\text{макс}}$  у частках від рівномірно розподіленого навантаження  $p_0$  залежно від кутів видимості  $\alpha$

Кут видимості $\alpha$ , град	$p_1$	$p_2$	$\tau_{\text{макс}}$	Кут видимості $\alpha$ , град	$p_1$	$p_2$	$\tau_{\text{макс}}$
0	0,00	0,00	0,00	70	0,69	0,09	0,30
20	0,23	0,00	0,11	80	0,76	0,13	0,31
30	0,32	0,01	0,16	90	0,82	0,18	0,32
40	0,42	0,02	0,20	100	0,87	0,24	0,31
45	0,48	0,03	0,23	110	0,91	0,31	0,30
50	0,52	0,04	0,24	120	0,94	0,39	0,28
60	0,61	0,06	0,28				

Цей графік і таблиця складені з використанням наведених вище виражень у відносних координатах, думаючи, що абсциса  $d = x/b$ , а також глибина (ордината)  $v = z/b$  виражені в полуширинах  $b$  завантаженої смуги. Ця обставина дозволяє легко використовувати ці матеріали для визначення зазначених величин у будь-якій крапці підстави з координатами  $x$  і  $z$

спочатку для випадку  $p_0 = 1,0$  з наступним перерахуванням на задану величину  $p_0$ .

Для рішення завдання по визначенню міцності ґрунту в крапці з координатами  $x, z$  під впливом дотичних напружень  $\tau_{\max}$  і  $\tau_\delta$ , що діють відповідно по площадках з орієнтацією  $\delta = 45^\circ$  і  $\delta$ , можна використовувати з деяким застереженням, зміст якого буде розкритий надалі з виражень

$$k_{\text{зап. хв}} = S_{p\ 45^\circ} / \tau_{\max} \quad (12)$$

$$k_{\text{зап. } \delta} = S_{p\delta} / \tau_\delta \quad (13)$$

Звернемося до виражень (3), (6) і (7). Підставимо в них значення  $p_1$  і  $p_2$  із залежностей (8) і (9). Зробивши необхідні спрощення, одержимо:

$$p_{n45^\circ} = (p_0/\pi)\alpha \quad (14)$$

$$p_{n\delta} = (p_0/\pi) (\alpha + \sin\alpha \cos 2\delta) \quad (15)$$

$$\tau_\delta = (p_0/\pi) \sin\alpha \sin 2\delta \quad (16)$$

По вираженню (16) можна, зокрема, знайти для розглянутого випадку в кожній інтересующій нас крапці ґрунтової товщі величини дотичних напружень  $\tau_{xz}$  і  $\tau_{zx}$  і побудувати лінії рівних  $\tau_{xz} = \tau_{zx}$  що діють по горизонтальних і вертикальних площадках.

У практиці дорожнього проектування досить корисно застосовувати вираження (17) для визначення величин головних напруг  $p_1$  і  $p_2$  під навантаженням виду трапеції. Ці формули з успіхом можна використовувати й для оцінки напруженого стану в підставі дорожніх насипів. Значення величин, що входять у ці формули, можна знайти у розрахунковій схемі.

Нагадаємо з теорії пружності, що найбільше дотичне напруження

$$\tau_{\max} = (p_1 + p_2)/2$$

причому для даного випадку маємо:

$$p_1 = \frac{p_0}{\pi a} \left[ a(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) + b(\alpha_3 + \alpha_1) - y(\alpha_3 - \alpha_1) - \right. \\ \left. - z \ln \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + z \sqrt{\ln^2 \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (\alpha_3 - \alpha_1)^2} \right]; \quad (17)$$

$$p_2 = \frac{p_0}{\pi a} \left[ a(\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) + b(\alpha_3 + \alpha_1) - y(\alpha_3 - \alpha_1) - \right. \\ \left. - z \ln \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} - z \sqrt{\ln^2 \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (\alpha_3 - \alpha_1)^2} \right].$$

Нерідко  
виникає

необхідність в оцінці напруженого стану в підставі дорожнього насипу із установленням величин  $p_x, p_x$  і  $\tau_{\max}$ . У цьому випадку використовують наступні формули:

$$p_z = \frac{P}{\pi a} [a(\beta_1 + \beta_2 + \beta_3) + b(\beta_1 + \beta_3) + x(\beta_1 - \beta_3)]; \quad (18)$$

$$p_x = \frac{P}{\pi a} \left[ a(\beta_1 + \beta_2 + \beta_3) + b(\beta_1 + \beta_3) + x(\beta_1 - \beta_3) - 2z \ln \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} \right] \quad (19)$$

$$\tau_{\max} = \frac{Pz}{\pi a} \sqrt{\ln^2 \frac{R_1 R_4}{R_2 R_3} + (\beta_1 - \beta_2)^2}. \quad (20)$$

У всіх випадках при відомих величинах нормальних напруг  $p_z$  і  $p_x$ , а також дотичних  $\tau_{xz} = \tau_{zx}$  значення найбільшого дотичного напруження можна знайти по формулі

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} \sqrt{(p_z - p_x)^2 + 4\tau_{zx}^2} \quad (21)$$

Користуючись цим вираженням при відомих величинах  $p_z$ ,  $p_x$  і  $\tau_{\max}$ , можна визначити величину дотичного напруження  $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ , що діє по горизонтальних і вертикальних площадках.

Очевидно, що знаючи величини нормальних напруг  $p_z$  і  $p_x$ , а також дотичних напружень  $\tau_{zx}$  і  $\tau_{xz}$ , що діють по горизонтальних і вертикальних площадках, ми можемо, у свою чергу, знайти величини головних напруг  $p_1$  і  $p_2$ . Для цієї мети служить відоме вираження

$$p_1, p_2 = \frac{p_z + p_x}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(p_z - p_x)^2 + 4\tau_{zx}^2} \quad (22)$$

### Особливі випадки напруженого стану ґрунтової товщі.

Наведені формули, покладені в основу рішення ряду завдань по оцінці напруженого стану ґрунтової товщі, базуються на вираженнях (А), даних у свій час французьким ученим Бусси-Неском для визначення вертикальних  $\sigma_z$  і горизонтальних  $\sigma_x$  напруг, а також дотичних  $\tau_{zx}$  і  $\tau_{xz}$  на горизонтальних і вертикальних площадках. Останні виникають у деякій крапці по глибині товщі  $z$  від зосередженої сили  $P$ , прикладеної до поверхні:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{3}{2} \frac{P}{\pi z^2} \cos^3 \alpha; \\ \sigma_x &= \frac{3}{2} \frac{P}{\pi z^2} \cos \alpha \sin^2 \alpha; \\ \tau_{zx} = \tau_{xz} &= \frac{3}{2} \frac{P}{\pi z^2} \cos^2 \alpha \sin \alpha. \end{aligned} \right\} \quad (A)$$

кут, Тут  $\alpha$  —

складений радіусом-вектором з вертикаллю, що проходить через крапку додатка сили  $P$ .

Пізніше О. Фрелих (1933) показав, а Г. До-К- Клейн і М. В. Малишев підтвердили, що з теоретичної сторони висновок цих формул зберігає повністю свою чистоту в наступному більше загальному їхньому виді:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{\nu}{2} \frac{P}{\pi z^2} \cos^{\nu} \alpha; \\ \sigma_x &= \frac{\nu}{2} \frac{P}{\pi z^2} \cos^{\nu-2} \alpha \sin^2 \alpha; \\ \tau_{zx} &= \frac{\nu}{2} \frac{P}{\pi z^2} \cos^{\nu-1} \alpha \sin \alpha. \end{aligned} \right\} \quad (Б)$$

при

дотриманні обов'язкової умови, щоб величини показника  $\nu$  (коефіцієнт концентрації напруг) перебували в межах  $\nu = 1 - 6$ .

Аналіз питання показує, що при  $\nu = 3$  виходить добре відоме рішення Буссинеска, зокрема, наведене вище (А).

З наведених вище коефіцієнтів  $\nu$  крім  $\nu = 3$  має також значення величини  $\nu = 4$ . Цей випадок відповідає півпростору, модуль деформації якого зростає із глибиною. Однак аналіз, виконаний автором разом з инж. Д. В. Шнитко-Вым (1936), показав, що при прогнозі опади споруджень, навіть досить великих по величині, використання виражень (Б) для випадку  $\nu = 4$  не приводить до скільки-небудь що істотно відрізняється результату.

Разом з тим є вказівки (проф. В. Ф. Бабков), що наведене вище рішення при  $\nu = 6$  можна з успіхом використовувати для оцінки напруженого стану малосвязних ґрунтів, що перебувають у безпосередній близькості від площадки, що завантажує, при її розмірах до 1 м.

### ТРИ ФАЗИ РОБОТИ ҐРУНТУ В ОСНОВАХ СПОРУД

#### **Загальні поняття.**

До ґрунту в підшві фундаменту спорудження можна прикласти як малу, так і більш значне навантаження ( $p_0$ , кг/см<sup>2</sup> МПа). Природно, що зі зменшенням допускається навантаження, що, на ґрунт  $p_{дон}$  за інших рівних умов необхідно збільшувати розміри опорної площі фундаменту, застосовувати інші типи фундаменту з більше глибоким їхнім закладенням або з використанням паль, спускних колодязів і кесонів. При цьому, природно, найбільше вигідно призначати мінімальні розміри фундаменту, якщо вони забезпечують необхідну стійкість і міцність фундаменту споруди, а також припустимі значення майбутній осад його.

При прикладенні до ґрунту навантажень (наприклад,  $p_1$ ) у його товщі практично миттєво виникає складний напружений стан. У результаті впливу

на ґрунт нормальної напруги  $p_n$  відбувається процес ущільнення ґрунту, що приводить до осідання спорудження.

Цей процес, що протікає в часі з різною інтенсивністю, у всіх випадках носить явно загасаючий характер. Зі збільшенням навантаження на ґрунт до значення, наприклад,  $p_2$  у тих же умовах відбувається подальше наростання осад спорудження, однак уже з меншою інтенсивністю у зв'язку із прогресуючим ущільненням ґрунту. У цьому процесі явно превалює значення нормальних напруг  $p_n$ . Вплив напруг, що зрушують,  $\tau$  тут ледь помітно, і при всіх обставинах вони погашаються опірністю ґрунту зрушенню ( $S_p > \tau$ ).

Розглянуті умови навантажень й деформації у основанні відповідають I фазі роботи ґрунту у фундаменті споруди його ущільненню під навантаженням від спорудження в умовах забезпеченої міцності ґрунту й стійкості основи.

При новому збільшенні навантаження ( $p_3$ ) починається прогресуюче наростання опади спорудження, зв'язане крім подальшого ущільнення ґрунту з деяким відловлюванням ґрунту з-під подошви фундаменту в його крайових зонах (пластичні області), у яких відбувається локальне порушення міцності ґрунту (II фаза). Тут одночасно проявляється вплив напруг  $p_n$  і  $\tau$  в умовах що починається й всі прогресуючі при зростанні навантаження руйнування ґрунту в умовах  $\tau > S_p$ . Це явище, пов'язане з деформацією зрушення ґрунту, припустимо далеко не у всіх випадках, у крайньому випадку в жорстко обмежених межах. Справді, осад спорудження в цій фазі роботи ґрунту часто виявляється досить значної по величині, що ніяк не піддається обліку при проектуванні спорудження й, головне, майже завжди різко нерівномірної.

У результаті прояву повзучості глинистих ґрунтів у підставі така осад спорудження нерідко здобуває довго незатухаючий характер, що в окремих випадках може порушити загальну стійкість спорудження.

Навантаження, що відповідає початковій стадії розвитку описаного явища, називається граничної ( $p_3 = p_{пр}$ ), і умови роботи ґрунту в цій обстановці потрібно відносити до II фази, що доцільно називати фазою порушення міцності ґрунту або фазою локальних зрушень.

При подальшому збільшенні навантаження  $p_{пр}$  зазначене явище прогресує й, нарешті, при досягненні значення  $p_5 = p_{кр}$  настає звичайно різке й раптове повне порушення загальної стійкості підстави, пов'язане з випором ґрунту. Таке навантаження було б доцільно називати критичне. Цей процес відповідає III фазі роботи ґрунту у фундаменті споруди, що було б правильно називати фазою порушення загальної стійкості підстави (фаза загального зрушення й випору ґрунту).

Очевидно, що в III фазі в ґрунті переважний вплив мають напруги, що зрушують  $\tau$ . Цей процес, пов'язаний з підвищенням прийнятого навантаження на ґрунт  $p_0$  до  $p_{кр}$ , що є критичної для даного випадку, звичайно здобуває катастрофічний характер для спорудження й внаслідок цього ні за яких умов не може бути допущений.

У цьому зв'язку слід зазначити, що зі збільшенням глибини закладення спорудження можливість зовнішнього випору ґрунту утрудняється все більшою мірою. У фундаментах глибокого закладення, застосовуваних звичайно при пристрої річкових мостових опор (биків), а також при більших лінійних розмірах самих споруджень можливість такого випора практично виключається. У цих випадках вирішальною виявляється робота ґрунту у фазі порушення міцності ґрунту (II фаза).

### **Поняття про порушення міцності й стійкості підстави.**

У світлі викладених вище положень при оцінці несучої здатності підстав споруджень виникають дві частки, хоча й тісно зв'язані між собою завдання:

1) оцінка умови порушення міцності ґрунтів у підставі споруджень в II фазі його роботи з визначенням, виходячи з тих або інших обмежень, величини граничного навантаження на ґрунт  $p_{пред}$  і в першу чергу по лінії можливої й припустимої деформації спорудження при обов'язковому обліку фактора часу;

2) оцінка умови загального порушення стійкості підстави в III фазі його роботи, а разом з тим і самим спорудженням. Виходячи із цих умов, визначають критичну величину навантаження  $p_{кр}$ , з огляду на можливість у певних випадках ослаблення міцності ґрунтів підстави в часі.



## ОЦІНКА МІЦНОСТІ ҐРУНТУ В ОСНОВАХ СПОРУД БЕЗ ОБЛІКУ НОРМАЛЬНИХ НАПРУГ

### Загальні поняття.

Вплив нормальних напруг на міцність (опірність зрушенню) ґрунтів може виявитися у двох напрямках: а) у підвищенні щільності ґрунту й у зниженні вологості глинистих ґрунтів (фактор  $w$ ); б) у збільшенні діючих у ґрунті сил внутрішнього тертя відповідно до вираження

$$r = p_n \operatorname{tg} \varphi \quad (1)$$

як першого члена відомого вираження

$$S_p = p_n \operatorname{tg} \varphi + c \quad (2)$$

Вплив нормальних напруг на загальну величину опірності зрушенню ґрунтів, природно, обмежується величиною самого кута внутрішнього тертя й знижується аж до нуля при його рівності нулю ( $\varphi = 0$ ).

Щодо цього найбільш характерні глини із групи пластичних, найбільш важливою особливістю яких є положення  $\varphi_w = 0$ . Однак при перезволоженні й слабких консистенціях під зазначене правило підпадають і скрито пластичні глини, для яких у загальному випадку  $\varphi_w \neq 0$ . При високій вологості щирі кути тертя  $\varphi_w$  для цих ґрунтів нерідко виявляються близькими до нуля й у всякому разі нижче  $5\text{--}7^\circ$ . Ці величини кута можуть бути верхньою межею, нижче якого вплив нормальних напруг на міцність ґрунтів виявляється несуттєво.

Ні сумніву, що величини кутів внутрішнього тертя сховано-пластичних глин можуть збільшуватися при ущільненні ґрунту й зниженні їхньої вологості [ $\varphi_w = f(w)$ ], наприклад, під вагою спорудження, що зводить. При цьому умові міцність на зрушення глинистих ґрунтів буде зростати відповідно до відомого вираження

$$S_{pw} = p_n \operatorname{tg} \varphi_w + c_w$$

Як показують практика й теорія питання для глинистих ґрунтів, особливо в шарах значної потужності, на цей процес може піти багато часу - роки й десятиліття. І до завершення процесу ущільнення ґрунту, принаймні в значній його частині, спорудження може виявитися «беззахисним» під впливом надмірних для нього навантажень. Фіналом може бути аварійний стан спорудження, аж до катастрофічного.

Для пластичних різниць глинистих ґрунтів, а також для скритопластичних із щирими кутами внутрішнього тертя  $\varphi_w < 5\text{--}7^\circ$  (в умовах непідтвердженої можливості їхнього збільшення в припустимий термін часу) питання про оцінку міцності ґрунтів у підставі споруджень повинен вирішуватися без обліку добродійного на неї впливу нормальних напруг, інакше кажучи, по вираженнях:

а) для загального випадку

$$k_{\zeta\bar{a}\bar{i}} = \tilde{n}_w / \tau \quad (3)$$

б) для пластичних ґрунтів

$$k_{\zeta\bar{a}\bar{i}} = \sum_w / \tau \quad (4)$$

в) для скритопластичних ґрунтів

$$k_{\zeta\bar{a}\bar{i}} = (\sum_w + c_c) / \tau \quad (5)$$

Величини  $\tau$  у формулах (3) і (5) і ним подібним потрібно підставляти відповідно до умов завдання й використовуючи вираження з лекцій № 11, 12. У цих випадках будемо мати:

а) для зіставлень і оцінки міцності стосовно до всієї товщі підстави однорідної будови (для загального випадку)

$$k'_{\zeta\bar{a}\bar{i}} = c_w / \tau_{\text{іаєñ . іаєñ}} = \pi c_w / p_0 \quad (6)$$

б) для оцінки ступеня міцності ґрунту в деякій крапці підстави з координатами  $x, z$  для найбільше невідгдно орієнтованої площадки, що проходить через цю крапку

$$k''_{\zeta\bar{a}\bar{i}} = c_w / \tau_{\text{іаєñ}} = \pi c_w / (p_0 \sin \alpha) \quad (7)$$

в) для тої ж крапки з координатами  $x, z$ , але для площадки, певним чином орієнтованої (наприклад, по величині кута  $\delta$ ),

$$k'''_{\zeta\bar{a}\bar{i}} = c_w / \tau_{\delta} = \pi c_w / (p_0 \sin \alpha \sin 2\delta) \quad (8)$$

Останнє вираження може бути корисним, зокрема, при оцінці загальної стійкості на зрушення будь-якого підпiрного спорудження по слабкому горизонтально залягає прошарок. Для цього випадку маємо

$$\tau_{zx} = \frac{q_0}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha_1 + \alpha_2)] \quad (9)$$

де  $q_0$  — горизонтально спрямована напруга, що зрушує, рівномірно прикладене в підшві спорудження;  $\alpha$  - кут видимості й  $\alpha_1$  і  $\alpha_2$  - кути по побудові.

Формули (4) і (7), як і їм подібні, можна відповідно пристосувати для визначення допускаемого навантаження  $p_{\text{дон}}$  з урахуванням розглянутих умов. У цьому випадку слід лише дорівняти  $p_0 = p_{\text{дон}}$  Тоді одержимо

$$p'_{\bar{a}\bar{i}} = \frac{1}{k_{\zeta\bar{a}\bar{i}}} \pi c_w \quad (10)$$

$$p''_{\bar{a}\bar{i}} = \frac{1}{k_{\zeta\bar{a}\bar{i}}} \frac{\pi c_w}{\sin \alpha} \quad (11)$$

У цих вираженнях загальне зчеплення  $c_w$  варто підставляти виходячи з різновидів ґрунтів: для пластичних глин —  $\sum_w$  и для скритопластичних глин —  $\sum_w + c_c$ . Визначення  $p'_{\text{дон}}$  по (10) виведено для надзвичайно строгих умов: у фундаменті споруди в цілому не повинне бути ні однієї крапки, де по самій невідгдно орієнтованій площадці дотичне напруження  $\tau$  перевищувало

б опірність зрушенню  $s$ , виражену в цьому випадку зчепленням  $\sum_w$  й ( $\sum_w + c_c$ ). При цьому представляється правильним у формулі (10) використовувати  $k_{\text{зап}} = 1,0$  і вважати  $p_{\text{дон}}$  не тільки навантаження, що допускається як, але як зовсім безпечну.

### Поняття про безпечне навантаження.

Під безпечним навантаженням  $p_{\text{без}}$  ми маємо на увазі навантаження, певну зі значним запасом і тому свідомо припустиму для даного спорудження. Установлення  $p_{\text{без}}$  у багатьох випадках навіть для ґрунтів при  $\varphi > 5—7^\circ$  виявляється досить корисно, тому що вона дозволяє в певних умовах відмовитися від більше детальних розрахунків.

Таке положення може створитися, коли навантаження  $p_{\text{без}}$  виявиться вище необхідної для спорудження  $p_{\text{соор}}$ , установленної виходячи з конструктивних міркувань. Таким чином, вираження (10) у практичних цілях можна представити в іншому виді:

$$P_{\text{ааа}} = \pi c_w \quad (12)$$

Залишається лише відзначити, посилаючись на формулу (11) у лекції №12  $\tau_{\text{макс манс}} = p_0/\pi$ , що для випадку рівномірно розподіленого навантаження

$$P_{\text{ааа}} \approx 3c_w \quad (13)$$

а для трикутного навантаження

$$P_{\text{ааа}} \approx 4c_w \quad (14)$$

У практиці дорожнього проектування нерідко доводиться оцінювати ступінь міцності й стійкості в підставі насипів малопотужних шарів слабких ґрунтів. Подібні умови часто складаються на заплавах ділянках, у зонах розвитку болотистих, старинних і т. п. ґрунтів і, що особливо важливо, у підставах часто досить високих підхідних насипів до мостів.

У цих умовах нерідко виникає небезпека видавлювання подібних ґрунтів з-під країв насипу з різанням її деформацією й виходом з ладу.

Це завдання у свій час були вирішені проф. Л. К. Юргенсоном (Естонського РСР), виходячи з умов ступеня розвитку в цьому шарі пластичних деформацій з отдавлюванням з нього матеріалу подібно пасті з тюрбика. Відповідно до цього рішення граничне в розглянутому відношенні середнє навантаження ( $p_0$ ) можна знайти з вираження

$$p_0 = \frac{1}{H} cb$$

де  $H$  — потужність слабого шару;  $b$  — половина ширини насипу;  $c$  — зчеплення в ґрунті (в умовах кута внутрішнього тертя, що прагне до нуля; ( $\varphi \rightarrow 0$ )).

Обертає на себе увага, що зі збільшенням потужності шаруючи положення відносно  $p_0$ , природно, стає більше важким. З наведеного вище вираження треба, що при закладенні укосу насипу 1:2 насип при  $h_{\text{нас}} = 10$  м

буде перебувати вже в складних розглянутих умовах роботи при зчепленні слабкого ґрунту, що залягає в підставі насипу шаром 2 м, нижче 2 т/м<sup>2</sup>.

## ЛЕКЦІЯ № 7

### ПІДВИЩЕННЯ МІЦНОСТІ ГЛИНИСТИХ ҐРУНТІВ У ОСНОВАННЯ СПОРУДЖЕНЬ ПРИ ЇХНЬОМУ УЩІЛЬНЕННІ ПІД ВАГОЮ СПОРУДЖЕНЬ У ЧАСІ

#### Теорії парового тиску й фільтраційної консолідації ґрунтів.

Опірність глинистих ґрунтів зрушенню  $s_{pw\ pp}$  у їх вихідному природному стані описується вираженням

$$s_{pw\ pp} = p_n \operatorname{tg} \varphi_{w\ pp} + c_{w\ pp}, \quad (1)$$

де  $\varphi_{w\ pp}$  і  $c_{w\ pp}$  — відповідно щирий кут тертя й загальне зчеплення, що відповідають природному стану щільності-вологості ґрунту.

Разом з тим навантаження від спорудження, що зводиться, звичайно додатково ущільнює ґрунти своєю масою й, отже, підвищує їхню несучу здатність. На противагу впливу фактора  $p_n$  вплив ущільнення ґрунту на збільшення його міцності в багатьох випадках сильно гальмується й для повної реалізації нерідко вимагає тривалих строків. При цьому часто виникає необхідність при розробці проектів виходити з початкових величин показників опірності глинистих ґрунтів зрушенню, що відповідають їх вихідному природному стану ( $\varphi_{w\ pp}$ ,  $c_{w\ pp}$ ). У цих випадках початкова опірність зрушенню  $s_{pw\ pp}$  нерідко не буде відповідати вимогам проекту.

Так виникає завдання консолідації глинистих ґрунтів - підвищення їхньої щільності під впливом навантаження в часі.

Залежно від тих або інших умов величину  $s_{pt}$  можна встановити двома принципово відмінними методами з обліком: 1) виникаючого в ґрунті від прикладеної до нього додаткового навантаження так званого *порового тиску*  $u_t$ ; 2) цим навантаженням, що досягається при *ущільненні* ґрунту під, його щільності-вологості  $w_t$  і як наслідок цього підвищення в часі  $\varphi_{wt}$  і  $c_{wt}$ .

Відповідно до теорії порового тиску опірність ґрунту зрушенню на час  $t$ , тобто  $s_{pt}$ , можна в принципі встановити по вираженню

$$s_{pt} = (p - u_t) \operatorname{tg} \varphi' + c', \quad (2)$$

де  $\varphi'$  — кут внутрішнього тертя й  $c'$  — зчеплення ґрунту, певні способом відкритого зрушення в стані по щільності-вологості  $w_p$ , еквівалентним навантаженням  $p$  і відповідаючи повному ущільненню під цим навантаженням;  $u_t$  — порове (понад гідростатичний) тиск на час  $t$ , що виникає у воді, що заповнює пори в ґрунті й тією чи іншою мірою сприймаюче на себе навантаження, прикладену до ґрунту (нейтральний тиск). Відповідно до теорії порового тиску й вираженню (2) опірність ґрунту зрушенню  $s_{pt}$  змінюється в часі в процесі його ущільнення в межах ВІД  $s_{ppp}$

до величини  $s_{pt}$  лише за рахунок зміни в часі діючі на ґрунт нормальній напруги  $p_t = (p - u_t)$ . Очевидно, що ця зміна зв'язується у свою чергу зі зміною в часі самого порового тиску  $u_t$ .

Відповідно до теорії порового тиску у випадку додатка до повністю водонасиченому ґрунту ( $G \approx 1$ ) додаткового навантаження  $\Delta p$  вся вона в перший момент часу сприймається водою, укладеної в порах ґрунту, тобто  $u_0 = p$ , через що з'являється поровий тиск. При цьому на кістяк ґрунту, тобто на його тверді частки, навантаження  $p_{зск}$  зовсім не передається, тобто  $p_{зск} = p - u_0 = 0$ .

Надалі в міру ущільнення ґрунту й отжаття з нього води поровое тиск поступово зменшується й на момент досягнення ґрунтом щільності-вологості  $u_p$ , еквівалентних навантаженню, поровое тиск знижується до нуля ( $u_t = 0$ ). У цей час прикладена до ґрунту навантаження буде повністю сприйматися його кістяком ( $p_{ск} = p$ ), і процес ущільнення ґрунту завершиться.

У початковий момент додатка навантаження опірність зрушенню в умовах  $u_t$  залишається рівної по величині вихідної, наприклад природної ( $s_0 = s_{pwp}$ ). У наступний час у міру зниження порового тиску  $u_t$  відповідно до даної теорії безупинно збільшується опірність ґрунту зрушенню  $s_{pt}$  відповідно до вираження (1) аж до його кінцевого еквівалентного навантаженню значення  $s_p$ .

Таким чином, відповідно до теорії порового тиску під дією прикладеної до ґрунту деякого додаткового навантаження  $\Delta p$  на глибині  $z$  виникає складний напружений стан, що у відомій частині можна описати вираженням

$$p_{zt} = p_{зск} + u_{zt}. \quad (3)$$

Тут на час  $t$ :  $p_{zt}$  повний тиск;  $p_{зск}$  — ефективний тиск на тверді частки, що складають ґрунт (кістяк ґрунту);  $u_{zt}$  — поровое (нейтральне) тиск.

Тоді основне вираження теорії порового тиску (2) можна написати в наступній формі:

$$s_{pzt} = p_{зскt} \operatorname{tg} \varphi' + c'. \quad (4)$$

Визначення  $p_{зскt}$  є однієї з основних завдань теорії консолідації в частині, що ставиться до повністю водонасиченим глинистих ґрунтів у слабких консистенціях (текуча й текуче-пластична).

Для рішення цього завдання важливо виявити фільтраційний режим ґрунту в умовах отдавлювання з нього під навантаженням води. У зв'язку із цим даний розділ розглянутої теорії називають теорією фільтраційної консолідації. Ця теорія в умовах одномірного завдання базується на положенні про рівність об'єму (або витрати)  $q_z$  води, що віджимається із ґрунту, на деякій глибині  $z$  під навантаженням  $p_z$  величині зменшеної пористості ґрунту при його ущільненні, тобто

$$dq_z = \frac{dn}{dt} dz. \quad (5)$$

Проф. К. Терцаги, виходячи з наведеної вище залежності, дав рішення цього завдання у вигляді наступного диференціального рівняння, що стало класичним:

$$c_v \frac{d^2 p_{z \text{ сж}}}{dz^2} = \frac{dp_{z \text{ сж}}}{dt} . \quad (6)$$

Досить важливим членом цього рівняння є коефіцієнт  $c_v$ , називаний коефіцієнтом консолідації, що відбиває вихідні умови завдання по характеристиці ґрунту, що ущільнюється, і самого процесу ущільнення. Цей коефіцієнт дорівнює

$$c_v = \frac{K_\phi (1 + \varepsilon_{\text{ср}})}{a \rho_v} , \quad (7)$$

де  $K_\phi$  — коефіцієнт фільтрації ґрунту;  $\varepsilon_{\text{ср}}$  — середнє значення коефіцієнта пористості ґрунту, що ущільнюється, у межах від його початкового до кінцевого (еквівалентного) стану;  $\rho_v$  - щільність води (при вираженні величин у кг і див  $\rho_v = 0,001 \text{ кг/см}^3$ );  $a$  - коефіцієнт ущільнення,  $\text{см}^2/\text{кг}$ , що відбиває вплив фактора навантаження на швидкість ущільнення ґрунту по відомому вираженню коефіцієнта ущільнення

$$a = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_1}{\rho_1 - \rho_0} .$$

Рішення завдання при використанні диференціального рівняння (6) приводить до відносно швидкозходящому ряду.

У багатьох випадках, з огляду на наближений характер цих розрахунків, для оцінки ступеня консолідації ґрунту на глибині  $z$  при діючому тут нормальній нарузі  $p_z$  можна з достатньої для цілей практики точністю обмежитися лише першим членом цього ряду:

$$p_{z \text{ сж } t} = p_z \left( 1 - \frac{4}{\pi} \sin \frac{\pi z}{2H} e^{-N} \right) \quad (8)$$

де  $p_z$  — навантаження (тиск) на глибині  $z$ ;  $H$  — половина потужності ущільнюється слоя, що, при двостороннім дренаванні;  $N$  — деяке безрозмірне число:

$$N = (\pi^2/4) c_v (t/H^2), \quad (9)$$

де  $t$  — поточна координата часу.

Часто виявляється необхідним, особливо в зіставленні із тривалістю будівельного періоду, оцінити час  $T_{\text{стаб}}$ , необхідне для завершення ущільнення ґрунту в товщі фундаменту споруди під тим або іншим навантаженням. З огляду на асимптотичний характер залежності  $p_{z \text{ сж } t} = f(t)$  представляється доцільно прийняти величину  $T_{\text{стаб}}$  у розмірі 95% від повної консолідації ґрунту, тобто при коефіцієнті часу  $U_{\text{сп}} = 0,95$ , прийнятому по табл. 1.

Таблиця 1

Значення чисел  $N$  при постійному тиску по глибині товщі при різних величинах коефіцієнта часу  $U_{вр}$

$U_{вр}$	N	$U_{вр}$	N	$U_{вр}$	N	$U_{вр}$	N
0,05	0,005	0,30	0,17	0,55	0,59	0,80	1,40
0,10	0,02	0,35	0,24	0,60	0,71	0,85	1,69
0,15	0,04	0,40	0,31	0,65	0,84	0,90	2,09
0,20	0,08	0,45	0,39	0,70	1,00	0,95	2,80
0,25	0,12	0,50	0,49	0,75	1,18		

Для цього значення  $U_{вр}$  величини коефіцієнта  $N$  по зазначеній таблиці визначається величиною  $N = 2,8$ . Тоді замість вираження (9) для  $T_{стаб}$  одержимо

$$N = (\pi^2/4) (c_v/H^2) T_{стаб} = 2,8 \quad (10)$$

або

$$T_{стаб} = 1,13H^2/c_v. \quad (11)$$

Уведемо далі новий показник — узагальнений коефіцієнт консолідації  $\xi$ , що має розмірність  $t^{-1}$ :

$$\xi_K = c_v/H^2. \quad (12)$$

Використовуючи вираження (10) і опираючись на (12), можемо написати

$$\xi_K = \frac{K_{\phi} (1 + \varepsilon_{ср})}{a_{рв} H^2} \quad (13)$$

Тоді по формулах (10) і (12):

$$T_{стаб} = 1,13/\xi_K \quad (14)$$

або приблизно

$$T_{стаб} \approx 1/\xi_K. \quad (14')$$

Відзначимо, що використання вираження (14) разом з (13) дає можливість знайти для глинистих ґрунтів величину властивого їм у тім або іншому їхньому стані коефіцієнта фільтрації по даним лабораторного компресійного досвіду. Величина  $H$  буде відповідати при цьому половині висоти зразка ґрунту.

Ущільнюючи ж у лабораторії в приладі зразок ґрунту висотою  $h_{обр}$ , можна зворотним ходом вирішити питання про величину  $K_{\phi}$ , що міг би забезпечити такий хід процесу. Розташовуючи консолідаційні криві ( $\varepsilon = f(t)$ ), установлюємо час (в с), що вимагається до 50% стиску зразка ґрунту з



метою прискорення проведення експерименту й без зайвої погрішності в цьому наближеному методі. Згідно наведеним вище даним при розгляді питання про фільтраційну консолідацію ці 50% відповідають по В. Ф. Бабкову факторі часу  $T_{вр} \approx 0,2$ . Тоді відповідно до виражень (12 і 13)

$$T_{вр} = \frac{c_v t_{0,5}}{h^2} = \frac{K_{\phi} (1 + \varepsilon_{ср})}{a \rho_B} \frac{1}{h^2} t_{0,5} = 0,2.$$

Звідси коефіцієнт фільтрації буде дорівнює

$$K_{\phi} = \frac{0,2 a \rho_B h^2}{(1 + \varepsilon_{ср}) t_{0,5}}. \quad (15)$$

Ряд факторів знижує переконливість і вірогідність цього визначення, особливо для глинистих ґрунтів у відносно тугих консистенціях.

Нагадаємо, що наведені вище формули застосовні лише для постійного значення тиску  $p_z$  по глибині товщі ґрунту підстави. Є численні рішення й для інших умов, наприклад для випадку загасання залежності  $p_z = f(z)$  при апроксимації по глибині товщі за законом трикутника. Кінцеві рішення всіх цих завдань кількісно виявляються досить близькими й, з огляду на наближений характер цих рішень, можна їх звести до наведеного вище формулі (15).

Прогноз величини тиску на кістяк  $p_{скт}$  на час  $t$  по теорії порового тиску здійснюється по вираженню (8), опираючись на значення коефіцієнта  $N$ , установлювані для різних величин часу  $t$  по (9), а простіше — з використанням узагальненого коефіцієнта консолідації  $\xi_k$  з вираження

$$N = (\pi^2/4) \xi_k t. \quad (16)$$

Це вираження отримане шляхом підстановки в (9) значення  $\xi$ , по залежності (12). Очевидно, що при цьому умові величини  $c_v$  або  $\xi_k$  можна одержати розрахунком по формулах (7) і (13) з лабораторним визначенням ряду вхідних у них приватних показників.

Простіше, а головне більш переконливо величину  $N$  можна знайти безпосереднім шляхом, виходячи зі спостереження часу  $T_{стаб}$  зразка в процесі компресійного досвіду. При цьому величина узагальненого коефіцієнта консолідації для умов досвіду  $\xi_{к.оп}$  можна встановити по вираженню

$$\xi_{к.оп} = 1,13/T_{стаб. оп}. \quad (17)$$

Для визначення величини показника  $\xi_{к.нат}$ , що відбиває реальні натурні умови, варто використовувати залежність (12). Відповідно до неї для того самого ґрунту при постійному значенні коефіцієнта консолідації ( $c_v = const$ ) величина узагальненого коефіцієнта її обернено пропорційна квадрату напіввисоти зразка ( $h_{оп}$ ) і напівпотужності шаруючи ґрунту в натурі ( $H_{нат}$ ):

$$\xi_{к. нат} = \xi_{кон} \left( \frac{h_{оп}}{H_{нат}} \right)^2. \quad (18)$$

Розрахунок ведуть далі по формулах (16) і (8).

Опірність ґрунту зрушенню в неконсолідованому стані ( $s_{pt}$ ) найбільше просто можна визначити через вологість ґрунту у вигляді функції від часу  $w = f(t)$  з наступним установленням показників опірності зрушенню  $\phi_{wt}$  і  $c_{wt}$  на час  $t$  за графіком, показаному на мал. 13.

У цьому випадку рішення приватного завдання фільтраційної консолідації здобуває комплексний характер - у ній сполучаються одночасно висновки теорій порового тиску й щільності-вологості.

Для рішення завдання по описуваному методі необхідно розташовувати: 1) даними компресійного досвіду з виявленням залежності виду  $w_t = f(t)$  при деякому навантаженні  $p = \text{const}$ ; 2) величинами коефіцієнта часу  $U_{вр}$  або, як його образно називають, коефіцієнта ступеня консолідації у вигляді його функції від значень уже відомого нам безрозмірного коефіцієнта  $N$ , тобто

$$U_{вр} = f(N).$$

Основою розглянутого комбінованого методу є використання залежності

$$w_t = w_{нач} - (w_{нач} - w_{кон}) U_{вр}, \quad (19)$$

де  $U_{вр}$  — коефіцієнт часу або ступеня консолідації;  $w_t$  — вологість ґрунту, що змінюється під впливом навантаження, що діє в часі  $t$ ;  $w_{нач}$  і  $w_{кін}$  — відповідно початкова й кінцева вологість ґрунту, причому  $w_{кон} = w_p$ , де  $w_p$  — вологість ґрунту, еквівалентна навантаженню  $p$ .

Очевидно, що ( $U_{вр}$  перебуває в межах  $0 < U_{вр} < 1$ ).

Значення  $U_{вр} = 0$  (початковий період, момент додатка навантаження при  $t = 0$ ) відповідає відповідно до вираження (19) початкової вологості, тобто  $w_t = w_{нач}$  ґрунт. Разом з тим  $U_{вр} = 1,0$  відповідає часу кінцевого завершення ущільнення ґрунту під навантаженням, тобто періоду  $t_{стаб}$  і вологості

$$w_{t \text{ стаб}} = w_{кон} = w_p.$$

Для оцінки проміжних значень коефіцієнта часу або ступені консолідації  $U_{вр}$  на той або інший період часу  $t$  можна використовувати залежність

$$U_{вр} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left[ e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots \right] \quad (20)$$

Ця залежність по колишньому ставиться до випадку рішення одномірного завдання консолідації ґрунту зі збереженням ущільнюючого тиску по всій глибині  $z$  ґрунтової товщі постійним, тобто  $p_z = p = \text{const}$ .

Для практичних цілей можна обмежитися першим членом ряду (20), тобто

$$U_{вр} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N}. \quad (21)$$

Число  $N$  у цьому випадку визначають теж за допомогою формул (9) або (16).

Для визначення числа  $N$  у вигляді функції від коефіцієнта часу  $U_{вр}$  або навпаки для різних випадків погашення тиску  $p_z$  по глибині товщі є ряд графіків і таблиць. Для умови  $p_z = f(z) = \text{const}$ : дані наведені в табл. 1.

Наведені вище вираження й дані табл. 22.1, як це вже відзначалося, ставляться до випадку одномірного завдання. Характер зміни  $U_{op} = f(N)$  при зміні нормальної напруги по глибині товщі, наприклад за законом трикутника. Різниця тут у величинах чисел  $N$  при різних законах погашення нормальних напруг по глибині товщі незначна.

Рішення плоского й просторового завдань, запропоновані різними авторами, через велику складність не виправдуються в практичних цілях. Підкреслимо знову, що область використання наведених рішень у світлі даних будівельної практики обмежується вивченням поведінки під навантаженням у часі тільки водо-насичених ґрунтів у слабких консистенціях. Однак і стосовно до цієї обмеженої умов теорія порового тиску володіє поруч видимих і схованих недоліків.

Нагадаємо основне вираження теорії порового тиску (2)

$$s_{pt} = (p - u_t) \operatorname{tg} \varphi' + c'.$$

Поровий тиск при додатку до ґрунту додаткового навантаження відповідно до цього вираження може підвищуватися лише при зближенні твердих часток, тобто при ущільненні ґрунту або в іншому випадку при безпосереднім сприйнятті тиску всією розрідженою ґрунтовою масою. При цьому умові прикладена до ґрунту додаткове навантаження хоч у деякій частині в перший момент сприймається його структурним кістяком і лише поступово передається на воду, викликаючи в ній поровий тиск. Це тиск ніколи не досягає значення  $u_t = 0 = p$ . Тим самим спростовується вихідне положення теорії порового тиску.

Далі відповідно до цієї теорії опірність ґрунту зрушенню  $s_{pt}$  у відповідності з (2) зростає в часі лише за рахунок сил внутрішнього тертя в умовах поступового падіння в ґрунті порового тиску. Скриптопластичні й тим більше пластичні глинисті ґрунти характеризуються положенням  $\varphi_n \rightarrow 0$ . Отже, консолідація для таких ґрунтів веде лише до незначного підвищення опірності їхньому зрушенню.

Це положення в корені суперечить даним будівельної практики. Очевидно, істотну роль у спостережуваній невідповідності теоретичного прогнозу по консолідації даним натурних спостережень для глинистих ґрунтів у тугих консистенціях варто шукати в особливих властивостях зв'язаної порової води. У подібних умовах фільтраційний режим у силу підвищеної в'язкості порової води вже не треба закону Дарси, що лежить в основі висновків теорії фільтраційної консолідації.

У теорії порового тиску є ще ряд менш істотних недоліків. До них ставляться труднощі прогнозу величини  $u_t$  і його виміру, що вимагає спеціальної складної апаратури в процесі лабораторних досвідів і будівництва.

Останнім часом уживають спроби вдосконалити ці теорії, наприклад, шляхом обліку реологічних властивостей ґрунтів. Істотну роль у цих пошуках виконують радянські вчені, однак розглянутий процес у цілому настільки різноманітний і залежить від великого числа найрізноманітніших факторів, що їхній облік у математичній моделі практично неможливий або, принаймні, досить складний.

Відзначені обставини самим значним образом обмежують область практичного використання теорії порового тиску й висновків фільтраційної консолідації для загального випадку. Незважаючи на сказане, використання в розглянутих цілях прогнозу  $s_{pt} = f(t)$  теорій порового тиску й фільтраційної консолідації в практичних цілях для глинистих ґрунтів з порушеною структурою в текучій і текуче-пластичній консистенції не викликає заперечення.

### Показник консолідації $n$ і його значення.

Принципова відмінність методу, що базується на теорії щільності-вологості й враховуючий показник консолідації  $n$  від методу фільтраційної консолідації, полягає в тому, що при його використанні хід ущільнення глинистих ґрунтів у часі вивчається в цілому без обліку впливу на процес тих або інших визначальних його факторів, узятих порізно. Разом з тим описуваний метод не має обмежень в області свого використання ні по консистенції ґрунту, ні по ступені його водоносності.

Прогноз підвищення міцності глинистих ґрунтів під навантаженням у часі становлять на основі використання залежності

$$s_{pt} = p \operatorname{tg} \varphi_t + c_t, \quad (22)$$

де —  $s_{pt}$  як і раніше опірність ґрунту зрушенню під навантаженням  $p$  на час  $t$ ,  $\varphi_t$ , і  $c_t$ , — відповідно значення щирого кута внутрішнього тертя  $\varphi_w$  і загального зчеплення  $c_w$ , стосовно до щільності-вологості ґрунту, досягнутих на час  $t$  під навантаженням  $p$ . У вираженні (2), що є основним у теорії порового тиску, показники  $\varphi'$  і  $c'$  протягом усього процесу залишаються незмінними, що мало ймовірно. Відповідно до цих показників опірність зрушенню змінюється лише за рахунок зростання в часі ефективного тиску на ґрунт, що мало переконливо.

Разом з тим процес ущільнення глинистого ґрунту під навантаженням у часі по вираженню (2) має інший характер. Тут навантаження, прикладене до ґрунту протягом усього процесу ущільнення, є постійною в часі.

У цьому випадку зі зміною щільності-вологості  $w$  ґрунту змінюються й показники  $\varphi_w$  і  $c_w$ . Положення це цілком очевидне й переконливе. Хід аналізу зв'язується з визначенням значень  $\varphi_{w(t)}$  і  $c_{w(t)}$  стосовно до досягнутого на час  $t$  щільності-вологості  $w_t$  ґрунту. Ці показники й використовуються в наступному аналізі й розрахунках.

Сутність розглянутого методу розкривається при досвідах консолідації того самого ґрунту в одноманітній обстановці, але в шарах з різною потужністю ( $H$  і  $h$ ) наступною залежністю:

$$T_w = t_w \left( \frac{H}{h} \right)^n \quad (23)$$

де  $T_w$  і  $t_w$  — час, необхідне для консолідації глинистого ґрунту під заданим навантаженням  $p$  до того самого стану щільності-вологості  $w$ , але в шарах з різною потужністю відповідно  $H$  і  $h$  в однакових умовах;  $n$  — показник консолідації, що відбиває всі своєрідні умови консолідації даного ґрунту і його самого відповідно до сполуки ґрунту, його станом і особливими властивостями.

Величина показника консолідації  $n$  перебуває в межах  $0 < n < 2$ . Як показує досвід, величина показника консолідації зв'язується з показником консистенції ґрунту ( $I_L$ ) і одночасно зі сполукою породи по числу пластичності ( $I_p$ ), а також за рівнем його вологості ( $w$ ).

Нагадаємо, що відповідно до фільтраційної теорії консолідації швидкість ущільнення глинистого ґрунту перебуває у квадратичній залежності від потужності ущільнюється шару, що ( $H^2$ ). Тим самим підтверджується обмеження області виправданого використання фільтраційної консолідації лише ґрунтами, що перебувають у текучій консистенції або близької до неї.

Показник консолідації  $n = 1,5$  звичайно свойствен ґрунтам у туго пластичній консистенції, тоді як показник  $n = 0$  відповідає ґрунтам у твердій консистенції. З даного аналізу й вираження (23) випливає, що швидкість консолідації глинистих ґрунтів у твердій і почасти в напівтвердій консистенції практично не залежить від потужності ущільнюється шару, що. З огляду на, що глинистий ґрунт у твердій і навіть напівтвердій консистенції перебуває в стані, подібному до твердого тіла, такий висновок цілком логічний.

Зазначені вище залежності показника консолідації від пластичності ґрунту по числу пластичності  $I_p$  і консистенції  $I_L$  у відомій мері підтверджують гіпотезу про їхню залежність від кількості укладеної в них порової води, тобто вільної (гравітаційної), напівзв'язаної й зв'язаної.

Для більше точного визначення показника  $n$  потрібно проводити відповідні лабораторні досвіди при заданому навантаженні. Сутність цих по своїй природі компресійних досвідів полягає у визначенні часу, необхідного для ущільнення ґрунту, до деякої заданої щільності в зразках різної висоти.

Величину показника консолідації  $n$  при цьому визначають із вираження.

$$n = \frac{\ln(t_2/t_1)}{\ln(h_2/h_1)} \quad (24)$$

де  $t_1$  і  $t_2$  — час, протягом якого досягається задане ущільнення ґрунту в зразках з висотою відповідно  $h_2$  і  $h_1$ .

При використанні наведеного апарата, зв'язаного як з теорією порового тиску, так і з теорією щільності-вологості в силу їхній наближеного характеру, у всіх випадках велике значення має польовий контроль за досягнутою в натурі ступенем ущільнення ґрунту. При такому контролі потрібно вести спостереження за діючим у ґрунті поровим тиском за допомогою досить складних спеціальних приладів у першому випадку або визначенням звичайними засобами змінивши на те або інший час вологості ґрунту  $w$ , наприклад, за рахунок ваги що зводиться спорудження, у другому випадку. Очевидно, що другий варіант рішення завдання значно простіше для здійснення.

Зазначений вище спосіб підвищення несучої здатності перезволожених глинистих і тим більше мулистих ґрунтів за рахунок підвищення їхньої щільності під вагою споруджень, що зводяться, нерідко є єдиним способом рішення завдання.

## ЛЕКЦІЯ № 8

### ВПЛИВ ОПАДИ СПОРУДЖЕНЬ НА ЇХНЮ РОБОТУ

#### **Загальні відомості.**

Як відзначалося вище, стійкість підстави будь-якого спорудження щоб уникнути можливих важких наслідків необхідно забезпечувати у всіх випадках. Але будівельна практика показує, що навіть виконання однієї цієї вимоги не завжди гарантує міцність споруджень і нормальні умови їхньої експлуатації.

Ці обов'язкові нормальні умови експлуатації споруджень нерідко порушуються також при їхньому осаді внаслідок деформації слабких різниць ґрунтів у товщі підстави під впливом прикладених до нього сил. Особливо часто подібна обстановка виникає при наявності в товщі підстави споруджень таких ґрунтів, як торф, мулисті відкладення, зволожені лес і лессовидні породи, що володіють високою пористістю, і всякі відносно мало ущільнені глинисті породи.

Осаду споруджень із ряду причин (неоднорідність будови підстави й властивостей його ґрунтів, що складають, нерівномірність навантаження й розподілу напруг у ґрунтовій товщі й т.д.) завжди тією чи іншою мірою нерівномірна. У багатьох випадках вона вимірюється десятками сантиметрів і більше 1 м при наявності в підставі мулистих відкладень і ґрунтів з малостійкою структурою (наприклад, лесу).

У будівельній практиці відзначені багато випадків дуже великого осідання споруджень. Щодо цього небезінтересними прикладами є осадку старого фонтана, побудованого в 1810 р. у Стамбулі, що досяг більше 180 див, і осадку деяких будинків у Шанхаї, що досяг 150-200 див. Рекордною величиною опади будинків можна вважати осадку будинків у Мехіко-Сіті, що достигла 7 м у зв'язку зі зниженням рівня ґрунтових вод.

Виняткове деформування озерних пепловулканичних глин з вологістю, що перевищує нерідко 300%, змушує тут зводити всі відповідальні спорудження в таких умовах на глибоких пальових фундаментах.

За таких умов виникає небезпека: а) значного осідання, нахилу (крену) і перекосу окремо вартих елементів спорудження і їх самих; б) порушення міцності споруджень із появою в ньому тріщин і розривів у результаті виниклих у зв'язку з їхньою деформацією перенапруг.

Питання про значний нахил особливо важливий для таких споруджень, як, наприклад, високі мостові опори, маяки, створні знаки, усякого роду вежі, димарі.

Для розглянутого питання становить певний інтерес осадку Мозырського мосту (1922 р.). Цей міст складався із трьох прольотів по 107 м, покоюваних на високих кам'яних опорах, і дерев'яної естакади довжиною близько 970 м і висотою 21 м.

Проміжні опори, пройшовши через потужну товщу слабких мулистих відкладень, були обґрунтовані на кесонах, закладених на глибині до 20—22 м. Але всього цього виявилось недостатньо. Відразу ж після закінчення робіт зі зведення мосту (1907 р.) було виявлене прогресуюче осідання й крен опор. У результаті нерівномірної й досить значного осідання опор, що досягла до 1922 р. 1 м, і крену з відхиленням верху до 1,25 м міст прийшов у повний розлад і його довелося повністю перебудувувати.

Утруднення, зв'язані зі значним осіданням і нахилом високих мостових опор, можуть виникнути внаслідок порушення нормальних умов опирання на них мостових ферм. Нерівномірне осідання, перекис і крен мостових опор при твердому їхньому зв'язку із пролітною будовою (рамні конструкції, безшарнірні зводи й т.д.) неминуче збільшують діючі на конструкцію згинальні моменти й поперечні сили, іноді викликаючи в ній значна перенапруга. Особливо важким виявляється положення при нерівномірному осіданні опор багатопрогонових нерозрізних конструкцій.

### Нерівномірність опаді споруджень і її значення.

Стріла прогину в балці, що вільно лежить на двох опорах із прольотом  $L$ , як відомо, визначається залежністю

$$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI}$$

де  $EI$  — твердість.

По цій формулі прогин залізобетонної балки перетином 60 x 75 см із прольотом  $L = 2l = 14,0$  м при навантаженні  $q = 3$  т/м досягне  $f = 3,3$  см. При відносному осіданні проміжної опори  $B$  більше 3,3 см розглянута двопрогінна нерозрізна балка із прольотами  $l = 7$  м перетворюється в просту розрізну на двох опорах із прольотом  $L = 2l = 14$  м. При цьому умові по осі опори  $B$  буде діяти момент  $M''_B$  величиною

$$M''_B = + qL^2/8 = ql^2/2 = + 74 \text{ т} \cdot \text{м}$$

замість моменту, що діяв тут раніше

$$M'_B = - ql^2/8 = - 18,3 \text{ т} \cdot \text{м}.$$

Таким чином, при осаді опори  $U$  відносно опор  $A$  і  $C$  більше 3,3 см нормальні напруги від вигину не тільки зростають у балці більш ніж в 4 рази, але на опорі  $B$  міняють свій знак. Для роботи залізобетонної балки остання обставина у зв'язку із прийнятим характером її армування може виявитися особливо небезпечним.

Слід також зазначити, що в багатьох випадках причиною значних осад і нахилів мостових підвалин у бік берега виявляється тиск земляних мас у підставі високих підхідних насипів. Ця обставина зіграла відому роль у деформації й сильному (аварійному) ушкодженні мосту.

У результаті недообліку високої стискальності ґрунту й у першу чергу шаруючи похованого торфу, а також недоцільної для даних умов конструкції



пальнової підстави міст одержав досить більше осідання (близько 2 м). Це осідання привело до важкого ушкодження його пролітної будови.

Міст у цьому випадку представляв трьохшарнірну арку, мало чутливу до опадів конструкцію. Ні сумніву, якби цей міст був виконаний у вигляді двошарнірної або безшарнірної арки, отримана осідання повело б до його повного руйнування.

При рішенні питання про можливість зведення безшарнірних аркових мостів великого прольоту на корінних глинистих породах у всіх випадках необхідно зважати на можливе нерівномірне їхнє осідання. Щодо цього небезінтересний приклад опадів аркового мосту із прольотом в 120 м через шлюз каналу ім. Москви. З обережності міст на юрських глинах був споруджений по трьохшарнірному варіанті (статично певна конструкція) з фундаментами на палях. Як і передбачалося, підвалини мосту дали осадку 5-6 див, причому половина цього осідання, як і підвалини мосту на р. Казанку, була викликана тиском підхідного насипу висотою до 25 м на її підставу, що викликала нахил підвалин убік насипу.

У такому ж стані при значній нерівномірності опадів й кренів опор виявилися різні промислові об'єкти й інші інженерні спорудження, що мають у своїх несучих конструкціях статично невизначені нерозрізні системи (багатопрогонові балки, багатопрогонові й багатоповерхові рами, безшарнірні й двох-шарнірні арки й т.п.). У цих умовах очікуване осідання, наприклад, опор мосту здатна накладати деякі обмеження на конструкції пролітних будов. Так, нерозрізні балкові пролітні будови неприйнятні, якщо можливо значне нерівномірне осідання опор. У протилежному випадку виникає необхідність робити час від часу поддомкращивание опорних частин для компенсації спостережуваного осідання опор (наприклад, старий міст через р. Сейм біля Курська на дорозі Москва - Харків, що проіснував до Великої Вітчизняної війни).

При будівництві Мацестинського віадук (біля Сочі), осадку однієї з опор на пальовій підставі була виявлена під час будівництва, коли навантаження на ґрунт досягли приблизно 50% розрахункової. У зв'язку із цим на недобудованій опорі був зведений дерев'яний ростверк, завантажений каменем і піском загальною масою приблизно 5000 т, що створило навантаження на ґрунт трохи більше розрахункової. Від додаткового навантаження осадку опори спочатку різко зросла, а потім початку повільно загасати. У зв'язку з осіданням опори пролітна будова віадуку бути переконструйованою - двошарнірні арки замінені трьохшарнірними, що допускають нерівномірне осідання до 15 див. У зв'язку із загасанням опадів опор систематичні спостереження за опорами припинені кілька років назад.

У ряді випадків у не менш складних умовах роботи при нерівномірному осіданні виявляються всякого роду монолітні конструкції (наприклад, будинку з кам'яної кладки). Тут доречно відзначити, що навіть на строго однорідній підставі осадку споруджень завжди буває нерівномірною у зв'язку з особливими умовами розподілу напруг у ґрунтовій товщі, розглянутими далі. При цьому найбільше осідання деякого завантаженого на

поверхні ділянки збігається, як правило, з його центральною частиною. У цьому випадку навіть при строго рівномірному навантаженні спостерігається прогин споруджень опуклістю долілиць, і при недостатній міцності монолітної конструкції в ній з'являються тріщини.

У реальних умовах через звичайну неоднорідність ґрунтів підстави, нерівномірності навантаження й нерівномірності самого спорудження воно дивується складною системою тріщин.

Будівельною практикою відзначена ще одна досить важлива обставина — нерівномірність опади спорудження. Позначимо її через  $\Delta\eta_{oc}$ . При цьому

$$\Delta\eta_{oc} = (\eta_{oc \text{ макс}} - \eta_{oc \text{ мин}}) \quad (1)$$

де  $\eta_{oc \text{ макс}}$  і  $\eta_{oc \text{ мин}}$  — максимальні й мінімальні опади даного спорудження.

Практика показала, що нерівномірність опади спорудження зростає зі збільшенням опади його, причому вона може досягати 50% від величини середнього осідання  $\eta_{oc \text{ ср}}$

$$\Delta\eta_{oc} = 0,5\eta_{oc \text{ ср}} = 0,5 \left( \frac{\eta_{oc \text{ макс}} + \eta_{oc \text{ мин}}}{2} \right) \quad (2)$$

Таким чином, при середнім осіданні спорудження  $\eta_{oc \text{ ср}} = 5$  см її нерівномірність  $\Delta\eta_{oc} = 2,5$  см. При осаді  $\eta_{oc \text{ ср}} = 40$  см спорудження може випробувувати нерівномірність опади  $\Delta\eta_{oc} = 20$  см. Ясно, що умови роботи спорудження в останньому випадку виявляться набагато більше складними.

Отже, осадку всякого спорудження на глинистому або піщаному ґрунті неминуча. Питання зводиться до визначення величини майбутнього осідання проєктованого об'єкта й про величину опади, припустимої для спорудження даного виду.

У практиці мостового проєктування використовують наступні рекомендації:

гранично припустиме рівномірне осідання опори (см)

$$\eta_{oc \text{ пр}} = 1,5 \sqrt{l};$$

різниця опади суміжних опор, см

$$\Delta\eta_{oc} = 0,75 \sqrt{l};$$

граничний горизонтальний зсув верху опори уздовж і поперек мосту, см

$$u_{\text{пр}} = 0,5 \sqrt{l}$$

У наведені вище формулах  $l$  — довжина меншого прольоту, що примикає до опори, м. Мінімальну величину  $l$  приймають рівної 25 м.

## РЕОЛОГІЧНІ ЯВИЩА І ЇХНЯ РОЛЬ У НЕСУЧІЙ ЗДАТНОСТІ Й ДЕФОРМАЦІЇ ГЛИНИСТИХ ҐРУНТІВ У ЧАСІ

**Сутність і природа явища.**

Більшість фізичних тіл характеризується здатністю до тривалого повільно або зовсім не загасаючою деформацією під навантаженням у часі. Таку деформацію ми називаємо повзучістю.

Для більшості глинистих ґрунтів властива повзучість у чистому виді, пов'язана з перебудовою структурного кістяка ґрунту під навантаженням у процесі його деформації.

Часто спостерігається тривала деформація в незв'язних ґрунтів (наприклад, пісків) під впливом вібрації. Таку деформацію, що обумовлюється взаємним переміщенням зерен піску в динамічному режимі, можна відносити до явища псевдоповзучістю.

Псевдоповзучістю може бути пояснена часто спостережувана тривала деформація скельних товщ, розсічених тріщинами. Ця деформація виникає внаслідок поступового змикання тріщин під навантаженням і вирівнювання нерівностей по стінках тріщин у процесі їхнього взаємного зсуву при зрушенні. Явище повзучості найбільше яскраво виражено в глинистих ґрунтах, що особливо перебувають у м'яких консистенціях.

При дії на глинисті ґрунти, як на деякі фізичні тіла, дотичних напружень механічна рівновага системи навіть при видимій стабілізації зрушення в більшості випадків є гаданим. При дії на ґрунт постійного навантаження відсутність щирої рівноваги проявляється залежно від інтенсивності силового впливу, властивостей і стану ґрунту в стані тривалої деформації його в часі. У цьому випадку відбувається перебудова структурного кістяка ґрунту в умовах вивільнення й зниження вільної енергії, накопиченої в процесі деформації зрушення. Звідси залежно від ряду умов, частково розглянутих нижче, виникає явище повзучості або грузлого плину ґрунту.

Найбільше помітно релаксація (ослаблення напруженого стану) проявляється при дії на ґрунт постійного навантаження в умовах виключеної можливості зміни форми тіла, що деформується. У цьому випадку в умовах зниження вільної енергії структурний кістяк поступово здобуває свій первісний вид з погашенням перекоосу й «рассасыванием» у тілі дотичних напружень. У такий спосіб реологические явища, у першу чергу повзучість, прямим образом зв'язані в ґрунтах з дотичними напруженнями.

Тривала деформація споруджень часто спостерігається у звичайній практиці. Класичним прикладом подібного роду є багатовікове осідання й нахил Пизанської вежі.

Питання про облік реологических явищ у будівельній практиці докладніше розглядаються в наступних главах. По проявах і значенню явище повзучості може бути різноманітним. Зокрема, воно характеризується величиною, інтенсивністю й тривалістю деформації ґрунтової товщі, ослабленням напруженого стану в процесі релаксації, зниженням міцності глинистих ґрунтів під навантаженням.

Тривала деформація ґрунтів у підставі інженерних споруджень завжди представляється небажаною, особливо тоді, коли вона значна по своїй величині й інтенсивності. Ми будемо свої спорудження на багато десятків років. При цьому умові деформація повзучості навіть із малою інтенсивністю

(наприклад, 5 мм/рік) у тривалий період роботи спорудження може досягати десятків сантиметрів, що є звичайно неприпустимим, може повести до аварійних наслідків. Переконливим прикладом може служити деформація головного спорудження Дзорагэс (Вірменська РСР), що прийшло із цих причин в аварійний стан.

Особливо значимі явища повзучості в підставах статично невизначених інженерних конструкцій. У такому положенні можуть виявитися в першу чергу двохшарнірних мостові арки, безшарнірних зводи, особливо багатопрогонові системи. У складні умови роботи в подібній обстановці можуть бути поставлені багатоповерхові й багатопрогонові каркасні монолітні й збірні конструкції й т.д. Такі деформації, значні по величині й звичайно нерівномірні, у подібних спорудженнях неминуче викликають перенапруги в їхніх елементах часто з неприпустимими наслідками.

Очевидно, що при проектуванні споруджень на глинистих ґрунтах у першу чергу потрібно розглянути питання про можливість прояву повзучості в даному окремому випадку. При позитивній відповіді на це перше питання виникає другий: про характер очікуваної деформації повзучості підстави й самого спорудження, тобто про очікувану її тривалість, інтенсивність і величину. І нарешті, потрібно з'ясувати, чи припустима така деформація спорудження з умови забезпечення безаварійної його роботи, а якщо буде потреба - захисні заходи.

Питання про тривалу міцність глинистих ґрунтів, тобто про зниження їхньої міцності в часі, має саме істотне значення для всіх випадків будівництва на глинистих ґрунтах. Важливість цього питання в цілому розкривається особливо яскраво на прикладах зсувних явищ, коли схили, що стояли незнижено протягом багатьох десятків років, раптом без усякого видимої зміни зовнішньої й внутрішньої обстановки втрачають свою стійкість.

Дуже часто основною причиною таких явищ служило зниження міцності в часі глинистих ґрунтів, що складала товщу схилів. Очевидно, що при проектуванні на глинистих ґрунтах завжди потрібно зважати на можливість прояву цього явища й чітко знати, на яку міцність цих ґрунтів можна розраховувати в часі.

**Основні принципи прогнозу прояву повзучості.** Для прогнозу повзучості у всіх випадках необхідно встановити величину деформації  $y$  у часі. Тут можливі два варіанти завдань: 1) деформація повзучості схилу, підпірної стінки й т.п. установлена. У цьому випадку виникає необхідність прогнозу величини деформації повзучості ґрунту при наявних умовах на деякий певний момент часу  $T$  служби спорудження; 2) коли необхідно встановити можливість прояву деформації повзучості проектованого спорудження й величини очікуваної його деформації в майбутньому на деякий період часу  $T$  його роботи.

Завдання першого виду найбільше успішно зважуються на основі висновків і пропозицій так званої феноменологічної теорії. Для використання даної теорії потрібно встановити шляхом спостережень

величини тої або іншої деформації спорудження залежно від часу (наприклад, зсуву підпірної стінки), тобто  $u(f) = f(t)$ .

Таким чином, у цьому випадку потрібно екстраполювати експериментальну залежність на майбутнє. Нерідко таку залежність неважко встановити, і тоді завдання буде вирішена просто. Допустимо, що відомо деяку швидкість  $v$  зсуву стінки, що залишається незмінної в часі  $v_t = \text{const}$ . Тоді зсув стінки  $u_T$  за час  $T$  визначиться найпростішим образом виходячи з умови

$$u_T = vT.$$

Такий характер сталої повзучості є рідким і у всіх випадках небажаним, тому що цей вид деформації майже неминуче переходить у прогресуючу повзучість. В останньому випадку в певний період порушується міцність ґрунту з катастрофічними наслідками.

В інші більше складних і більше загальних випадках деформація повзучості носить загасаючий характер. При цьому швидкість деформації повзучості  $v_t$  виявляється непостійної в часі, але залежної від нього, тобто  $v = v_1(t)$ . Одночасно стає залежної від часу й сама деформація  $u_t = f_2(t)$ .

Експериментально встановити наведені вище залежності при малій швидкості деформації повзучості досить складно. Вид цих залежностей виявляється нерідко пов'язаним з поруч факторів, що ускладнюють завдання.

Для приклада звернемося до найбільш простої залежності Бьюс-Смана:

$$u_t = [a + b \ln t]$$

де  $a$  й  $b$  - параметри, установлені за спостереженнями за величиною деформації спорудження  $u_{t1}$  і  $u_{t2}$  на два моменти часу  $t_1$  й  $t_2$ .

Як бачимо, перше завдання за прогнозом деформації повзучості, початок який зафіксоване спостереженнями, на майбутнє  $T$  є принципово простій. Необхідно, однак, скласти емпіричну залежність, що описує в часі саму деформацію повзучості або її швидкість.

Однак цей метод прогнозу деформації повзучості можна використовувати лише за умови, що вся обстановка роботи спорудження (навантаження й властивості ґрунтів) на весь період прогнозу залишається незмінної. У протилежному випадку завдання ускладнюється й вирішують її, виходячи із заданих попередніх даних. Цей варіант використовують для прогнозу деформації повзучості ще не існуючого проектного спорудження.

Рішення цього завдання у світлі феноменологічної теорії базується на досвідченому (лабораторному) визначенні виду деформації повзучості (наприклад, міри повзучості) з урахуванням зміни величини навантаження, явища спадковості, старіння й т.п. В остаточному підсумку, на основі цих досліджень можна скласти емпіричну залежність, що характеризує зв'язок деформації повзучості згодом, що входить у вигляді підінтегральної функції у вираження Больцмана - Вольтеры. Для складання зазначеної залежності потрібно встановити досвідченим шляхом цілий ряд параметрів (до 8), що стосовно до випробування, що вимагається, зразків з непорушеною структурою нереально. При всім цьому залишається невизначеним шлях

перенесення даних прогнозу феноменологічним методом з лабораторної практики на реальне проектоване спорудження.

На цьому тлі чітко виступають деякі позитивні особливості другого з реологічних методів - фізико-технічного прогнозу повзучості. Цей метод був запропонований автором ще в 30-х роках і розвивається його учнями, у першу чергу З. М. Карауло-Виття, у світлі даних практичного використання.

### **Основні положення фізико-технічної теорії повзучості.**

Фізико-технічна теорія повзучості глинистих ґрунтів базується на гіпотезі про грузлу деформацію ґрунтів під впливом дотичних напружень  $\tau$ . Грузлі властивості глинистих ґрунтів характеризуються властивою їм зв'язністю  $\Sigma_w$ . Як відомо, особливо чітко зв'язність виражена в глинистих ґрунтах м'яких консистенцій. Із цієї причини такі різновиди глинистих ґрунтів особливо схильні до прояву деформації повзучості.

Виникаючі під навантаженням і діючі в ґрунті сили внутрішнього тертя  $p_n \operatorname{tg} \varphi_w$  і твердого структурного зчеплення  $c_c$  у цьому змісті є гальмуючим початком, здатним при недостатній величині дотичного напруження  $\tau$ , прикладеного до ґрунту, повністю гасити явище повзучості. Таким чином, обоє цих фактора в їхньому сукупному прояві й впливі на реологічний процес можна розглядати як деяку межу вираження деформації повзучості по напрузі, тобто як деякий поріг повзучості  $\tau_{lim}$ .

У світлі описуваної теорії поріг повзучості, вільний від прояву релаксації, можна виразити в такому виді:

$$\tau_{lim} = p_n \operatorname{tg} \varphi_w + c_c.$$

Можливість і інтенсивність прояву деформації повзучості в цьому випадку визначає й характеризує непогашена частина дотичного *напруження*  $\Delta\tau$ :

$$\Delta\tau = \tau - \tau_{lim} = \tau - (p_n \operatorname{tg} \varphi_w + c_c).$$

Звідси видно, що прогноз величин інтенсивності прояву деформації повзучості в розглянутій теорії базується на звичайних знайомих інженерам поданнях.

Як характеристики реологічних властивостей ґрунтів приймають коефіцієнт в'язкості й поріг повзучості, які відбивають глибинні природні властивості глинистих ґрунтів і їхній стан.

Явище повзучості глинистих ґрунтів пов'язане з особливими властивостями води в оболонках на дрібних частках, що складають такі ґрунти. У найближчому до поверхні часток шарі вода поводить себе як пластичне тіло, на деякому видаленні від її як псевдопластичніста рідина. Вода характеризується тут певною в'язкістю, що залежить від природи й ступеня концентрації електролітів, що насичують порову воду в таких ґрунтах. Саме явище повзучості залежить від зв'язності  $\Sigma_w$  глинистих ґрунтів і виражається в послідовній концентрації діючих у ґрунті зусиль на ту або

іншу його групу, що складає, часток, що приводить у товщі ґрунту до порушення мікрозв'язків і прояву мікрозுவів.

Для розгляду умов прояву повзучості глинистих ґрунтів у світлі фізико-технічної теорії й факторів зниження їхньої міцності в часі при деякій їхній деформації по величині автор запропонував модель. В основу цієї моделі покладені моделі, запропоновані раніше для грузлих тіл Ньютона, Максвелла й Бингама - Шведова. Модель базується на відомому вираженні, що описує опірність зрушенню глинистих ґрунтів:

$$s_{pw} = p \operatorname{tg} \varphi_w + \sum_w + c_c.$$

Уявимо собі циліндр  $A$ , у якому при деяких умовах переміщається поршень  $B$ . Циліндр прикріплений до підлоги пружиною  $E_1$  з м'якого заліза. На штоку  $D$  поршня  $B$  є інша пружина  $E_2$  зі скла. У стінці циліндра передбачені два незначних по величині отвору  $F$ . Верхня камера  $G$  циліндра заповнена грузлим матеріалом (наприклад, важким мінеральним маслом). До всієї цієї системи через шток  $D$  прикладається деяке зусилля, що вириває  $Q$ . Очевидно, що при цьому негайно слідом за додатком зусилля виникає деяка деформація системи, зв'язана в першу чергу з її переміщенням за рахунок розтягання пружини  $E_1$  з м'якого заліза. Залежно від величини зусилля  $Q$  ця деформація може мати пружний оборотний і непружний (залишковий, необоротний) характер.

Варто враховувати, що поршень може переміщатися в циліндрі лише після подолання зусиллям  $Q$  сил тертя  $r = p \operatorname{tg} \varphi_w$  виниклих по контактній бічній поверхні поршня й стінці циліндра, а також опору скляної пружини  $E_2$ . Коли обоє ці опори будуть переборені, виникне новий опір переміщенню поршня у зв'язку з необхідністю віджата з камери  $G$  її масла, що заповнює. Очевидно, що швидкість цього переміщення при всіх інших рівних умовах буде визначатися в'язкістю  $\eta$ , масла й величиною отвору  $F$ . При значному переміщенні поршня скляна пружина в силу її крихкості може бути роздавлена. При цьому початковий і наступний опір переміщенню поршня може різко знизитися, що підвищить тиск поршня на масло й буде більш інтенсивно вичавлювати його з камери  $G$ . Очевидно, що при цьому умові швидкість переміщення поршня також зросте.

Як показують дослідження, фактори внутрішнього тертя  $p \operatorname{tg} \varphi_w$  і необоротного зчеплення  $c_c$  у механічному змісті незмінні в часі. Разом з тим зв'язність  $\sum_w$ , що обумовлює пластичність і в'язкість глинистих ґрунтів, можна розглядати як деякий тимчасовий фактор, що проявляється повною мірою при раптовому додатку навантаження й зводиться до нуля при тривалій роботі ґрунту під навантаженням.

На основі аналізу роботи ґрунту в моделі, ми можемо зробити наступні уподібнення (аналогії):

1. Початкову деформацію системи за рахунок розтягання пружини  $E_1$  можна вподібнити початковій деформації ґрунту, частиною пружної й частиною необоротної, залежно від величини й характеру прикладеної до ґрунту навантаження (умовно-миттєва деформація).

2. Силу тертя  $r$  по бічній поверхні поршня можна вподібнити силам внутрішнього тертя  $\eta$  у глинистому ґрунті, здатним змінюватися в часі насамперед за рахунок зміни вологості ґрунту.

3. Грузий опір матеріалу в камері  $G$  з коефіцієнтом в'язкості  $\eta_t$  може відповідати опору глинистого ґрунту, обумовленому зв'язністю ґрунту  $\Sigma_w$ . Очевидно, що в'язкість ґрунту, так само як і його зв'язність, може змінюватися у зв'язку зі зміною вологості  $w$  ґрунту й протягом тривалих строків часу за рахунок структурних новотворів у ґрунті;

4. Опір скляної пружини  $E_2$  можна вподібнити ролі твердого необоротного зчеплення  $c_c$  у ґрунті. Зчеплення в ґрунті, обумовлене наявністю в ньому твердих структурних і необоротних зв'язків, може виявитися порушеним при деякій деформації ґрунту. Разом з тим зчеплення  $c_c$  може й зростати в часі за рахунок тиксотропних явищ і структурних новотворів, пов'язаних із проявом процесу старіння й вікового переродження зв'язності в глинистому ґрунті у тверді зв'язки структурного зчеплення.

Відповідно до перерахованих аналогій і моделлю умови роботи глинистого ґрунту під дією напруг, що зрушують, у часі автор ще в працях 1949 р. сформулювала наступні критерії повзучості:

а) негайне руйнування ґрунту

$$\tau > p \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c,$$

б) деформація повзучості відсутній

$$\tau < p \operatorname{tg} \varphi_w + c_c;$$

в) міцність ґрунту забезпечується на весь період роботи спорудження

$$\begin{aligned} \tau &> p \operatorname{tg} \varphi_w + c_c \\ \tau &< p \operatorname{tg} \varphi_w + \Sigma_w + c_c, \end{aligned}$$

і при одночасному дотриманні умов прояву повзучості.

Міцність ґрунту забезпечується на той або інший період, однак у зв'язку з деформацією повзучості порушиться необоротне зчеплення  $c_c$  у часі із загальним падінням міцності ґрунту.

Таким чином, повзучість глинистих ґрунтів проявляється залежно від їхньої зв'язності  $\Sigma_w$ , і виникає вона лише при мобілізації зв'язності в роботі ґрунту. Очевидно також, що перехід глинистих ґрунтів у стан повзучості при відзначених вище умовах можливий лише при перевищенні напругою  $\tau$ , що зрушує, деякої межі, називаного нами порогом повзучості й обумовленого величиною

$$\tau_{\text{lim}} = p \operatorname{tg} \varphi_w + c_c.$$

У цьому випадку структурне зчеплення трактується трохи розширено, як зчеплення в ґрунтах, що має незалежно від своєї природи невідновний (необоротний) характер.



Звідси впливає досить важливе для реологічного аналізу підрозділ загального зчеплення  $c_w$ , властивим глинистим ґрунтам, на зчеплення зв'язності ( $\sum_w$ ) і структурне  $c_c$ .

Всі глинисті породи можна підрозділити на три основні групи:

- 1) тверді глинисті (кут внутрішнього тертя  $\varphi_w \neq 0$ ; зв'язність  $\sum_w \neq 0$ ; структурне зчеплення  $c_c \neq 0$ );
- 2) скритопластичність, або псевдо-пластичні, глинисті ґрунти ( $\varphi_w = 0$ ;  $\sum_w \neq 0$ ;  $c_c \neq 0$  або  $c_c = 0$ );
- 3) пластичні (грузько-текучі) глинисті ґрунти ( $\varphi_w = 0$ ;  $\sum_w \neq 0$ ;  $c_c = 0$ ).

Тверді глинисті породи, до яких відносять в основному древній зцементованій їхній різниці (аргиллити, окременненые й мергелистые глини й т.п.), мають підвищену твердість і міцність. Для твердих глинистих порід характерною формою деформації зрушення є відкол. Для аналізу повзучості тверді глинисті породи відповідно не представляють інтересу, що підтверджується на практиці.

Зовсім інші властивості мають пластичні глинисті ґрунти. Їхня міцність і опірність зрушенню обумовлюються лише силами внутрішньої зв'язності  $\sum_w$ . Пластичні глинисті ґрунти мають водно-колоїдний характер властивостей, внаслідок чого повзучість у найбільш високому ступені властива саме цим ґрунтам.

Скритопластичні різновиди глинистих ґрунтів по властивостях займають проміжне положення між пластичними й твердими породами. Відповідно до наявності в їхній міцності сил внутрішнього тертя ( $\varphi_w \neq 0$ ), а іноді й сил структурного зчеплення ( $c_c \neq 0$ ), вони характеризуються деяким порогом повзучості  $\tau_{lim} > 0$  при зрушенні. Тому перехід такого ґрунту в стан повзучості, як правило, можливий лише при подоланні прикладеним до ґрунту напругою, що зрушує,  $\tau$  деякого опору, обумовленого величиною порога повзучості  $\tau_{lim}$ , тобто  $\tau > \tau_{lim}$ .

Разом з тим, як це треба з вираження (31.4), поріг повзучості  $\tau_{lim}$ , для скритопластичних різниць глинистих ґрунтів залежить від величини прикладеного до ґрунту нормальної напруги  $p$  і зростає зі збільшенням останнього, залишаючись завжди залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту  $\varphi_w$ . При цьому величина порога повзучості  $\tau_{lim}$  змінюється зі зміною вологості ґрунту  $w$ . У світлі наведених положень поріг повзучості можна виразити так:

$$\tau_{lim} = f(p, w \text{ и } t).$$

Очевидно, що сам процес деформації повзучості може протікати під дією активної, непогашеної частини напруги, що зрушує:

$$\Delta\tau = \tau - \tau_{lim}$$

або

$$\Delta\tau = \tau - (p \operatorname{tg} \varphi_w + c_c).$$

Основні принципи прогнозу деформації повзучості. По Ньютонові, швидкість грузлого плину  $v_z$  на деякій глибині  $z$  від поверхні деформіруемого

шару міцністю  $D$  в найпростішому випадку при постійному значенні прикладеного до його поверхні й дотичної напруги, що не змінюється по глибині,  $\tau$  і при постійному в часі значенні коефіцієнта в'язкості ґрунту  $\eta$  визначається вираженням

$$v_z = \frac{\tau}{\eta} (D - z)$$

Як видно, у цьому випадку залежність  $v = f(\tau)$  має лінійний характер. Таким чином, швидкість грузлого плинину  $v_0$  на поверхні шаруючи матеріалу при  $z = 0$  у цих умовах

$$v_0 = \frac{\tau}{\eta} D.$$

Для цих же умов, але із середовищем з початковим опором зрушенню (порог повзучості  $\tau_{lim} \neq 0$ ) по Бингаму-Шведову маємо

$$v_z = \frac{\Delta\tau_z}{\eta} (D - z).$$

Звідси, використовуючи вираження (6) і (7), для розглянутого випадку можемо написати

$$v_z = \frac{\tau - (\rho \operatorname{tg} \varphi_w + c_c)}{\eta} (D - z),$$

а на поверхні шаруючи при  $z=0$

$$v_0 = \frac{\tau - (\rho \operatorname{tg} \varphi_w + c_c)}{\eta} D.$$

Разом з тим строго встановлено, що коефіцієнт в'язкості не залишається постійним у часі, зокрема він змінюється зі зміною в часі щільності-вологості ґрунту й у зв'язку із проявом колоїдних процесів (тиксотропії й синерезису). Звідси, зважаючи на залежність  $n_t = f(t)$ , будемо мати по Н. Н. Маслову

$$v_z = \frac{\tau}{\eta_t} (D - z);$$

$$v_z = \frac{\tau - \tau_{lim}}{\eta_t} (D - z).$$

Продеференціюємо наведені вище вираження по  $z$ , одержимо:

а) для випадку пластичних глин ( $\tau_{lim} = 0$ )

$$dv = - \frac{\tau}{\eta_t} dz;$$

б) для випадку скритопластичних глин ( $\tau_{lim} \neq 0$ )

$$dv = - \frac{\tau - \tau_{lim}}{\eta_t} dz.$$

Ці два диференціальних рівняння у фізико-технічній теорії повзучості є основними й визначальними. У всіх наведені вище вираження поріг повзучості

$$\tau_{lim} = p \operatorname{tg} \varphi_w + c_c.$$

Поріг повзучості є однієї з найважливіших реологічних характеристик глинистих ґрунтів. Розташовуючи для деякого ґрунту даними по властивим йому величинам широго кута внутрішнього тертя  $\varphi_w$ , структурного зчеплення  $c_c$ , величину порога повзучості можна встановити розрахунком по наведеному вище вираженню.

Нерідко доводиться визначати величину порога повзучості досвідченим шляхом. Найбільш переконливий метод цього визначення полягає в зниженні швидкості зрушення зразка до близької до нульового, наприклад, до  $v = a \cdot 10^{-8} \div a \cdot 10^{-9}$  см/с, шляхом прогресивного зниження прикладеного до нього дотичного напруження при  $p = \text{const}$ . Це напруження  $x$  та  $\tau$  приймають рівним  $\tau_{lim}$ .

Досвіди проводять при декількох заданих значеннях нормальних напруг  $p_i = \text{const}$  з наступною побудовою графіка.

### **Коефіцієнт в'язкості глинистих ґрунтів і методи його визначення.**

Відповідно до висновків фізико-технічної теорії повзучості необхідно розташовувати крім показників опірності ґрунтів зрушенню ( $\varphi_w, \Sigma_w, c_c$ ) також коефіцієнтом в'язкості ґрунту  $\eta$ .

Величину коефіцієнта в'язкості найбільше просто можна встановлювати методом контрольованої деформації або методом важкої кульки.

По методу контрольованої деформації визначають деяку величину дотичного напруження  $\tau_{полз}$ , при якій зразок ґрунту, поміщений в апарату на зрушення під заданою нормальною напругою  $p$  і зі швидкістю деформації  $v_{сдв} = a \cdot 10^{-5} \div a \cdot 10^{-8}$  см/с, зміщається практично при постійній напрузі  $\tau$ , тобто переходить у стан повзучості.

Маючи у своєму розпорядженні дані про  $\tau_{полз}$  або  $\Delta \tau_{полз}$ ,  $p$ ,  $v$  і  $d$  (вільна висота зразка, що перекошується), можна знайти значення коефіцієнта в'язкості, на момент часу  $t_{оп}$ , що протік з початку досвіду.

По методу важкої кульки, розробленому З. М. Караулової (МАДИ), фіксують швидкість занурення в ґрунт затопленого на половину свого діаметра сталеві кульки діаметром  $d = 0,5—1,5$  см із щільністю, що збільшили штучним шляхом додатка до кульки додаткового навантаження  $P_{гр}$ .

Коефіцієнт в'язкості визначається по Стоксі при цьому з розрахунку по формулі

$$\eta_{ст} = \frac{\rho_{ш} - \rho_{гр}}{18v} d^3,$$

де  $\rho_{ш}$  — фіктивна щільність кульки;  $\rho_{гр}$  — щільність ґрунту;  $v$  — швидкість занурення кульки в ґрунт.

У цьому випадку використовується закон Стокса падіння сферичного тіла з певною щільністю в деякому грузлому середовищу, з певною щільністю й в'язкістю ( $\eta$ ).

Фіктивну щільність кульки  $\rho_{ш}$  визначають по вираженню

$$\rho_{ш} = (P_{сист} + P_{гр})/V_{ш},$$

де  $P_{сист}$  — маса всієї системи, що завантажує, і самої кульки;  $P_{гр}$  - маса додаткового вантажу;  $V_{ш}$  - об'єм кульки.

Величини, що входять у ці формули, виражені в грамах (г), сантиметрах (см) і секундах (с). Розмірність коефіцієнта в'язкості при цьому  $\eta_{ст} = a \cdot c \cdot г/см^2$  або в пуазах  $\eta_{п} = 10^3 \eta_{ст}$

Визначення коефіцієнта в'язкості  $\eta$  ґрунту по методу контрольованої деформації зрушення й по способі важкої кульки дають цілком порівнянні результати. Отримані значення коефіцієнтів в'язкості  $\eta_{п}$  відносять до тої або іншої вологості або консистенції ґрунту. Величина  $\eta_{п}$  залежно від вологості ґрунту і його консистенції перебуває звичайно в межах  $\eta_{п} = a \cdot (10^{12} \div 10^{14}) П$ , відповідно підвищуючись для ґрунтів у твердій консистенції до  $\eta = a \cdot 10^{15-16}$  і знижуючись для пластичної консистенції до  $\eta = a \cdot 10^{11} П$  і нижче.

В інженерних розрахунках коефіцієнт в'язкості виражають звичайно в  $с \cdot кг/см^2$ . Ця одиниця в'язкості приблизно в  $10^6$  раз більше фізичної одиниці в'язкості, іменованої пуазом і маючи розмірність  $с \cdot дин/см^2$ .

Нагадаємо, що при перекладі величини коефіцієнта в'язкості, вираженого в пуазах, перше повинне бути збільшене в 10 разів, тобто

$$\eta_{с \cdot кг/см^2} \cdot 10^6 = \eta_{П}.$$

Зміна коефіцієнта в'язкості в часі  $\eta_t$  добре описується залежністю Маслова — Перзоц

$$\eta_t = \eta_k - (\eta_k - \eta_{нач}) e^{-\mu t},$$

де  $\eta_{нач}$  і  $\eta_k$  — відповідно початкове й кінцеве значення коефіцієнтів в'язкості  $\eta$ ;  $\mu$  — параметр, що характеризує властивості ґрунтів.

Кінцеве значення  $\eta_k$  умовно можна прийняти на час роботи й існування спорудження  $t_c$ , наприклад, на 100 років. Використовуючи формулу Бьюссмана

$$\eta_t = (a + b \ln t);$$

у цьому випадку одержимо

$$\eta_k = (a + b \ln t_c),$$

де  $a$  й  $b$  — параметри, обумовлені на час  $t_1$  і  $t_2$  по кривій залежності ;

$$\eta_t = f(t).$$

Маючи у своєму розпорядженні значення  $\eta_{нач}$  і  $\eta_k$ , з урахуванням часу  $t_1$  і  $t_2$ , параметр  $\mu$  легко визначимо, логарифмуючи:

$$\mu = \frac{1}{t} \ln \frac{(\eta_{\text{к}} - \eta_{\text{нач}})}{(\eta_{\text{к}} - \eta_t)},$$

де  $\eta_t$  — коефіцієнт в'язкості під час  $t$ , для якого його визначають.

### **Тривала міцність глинистих ґрунтів.**

Відзначено численні випадки, коли схили й укоси із глинистих порід, що простояли незнижено багато десятків років, без усякого видимої зміни переходили в рух і обрушувалися. У літературі описані багато споруджень на глинистих ґрунтах, із плином ряду років аварійні зміни, що перетерпіли, у зв'язку з падінням їхньої міцності. У транспортному будівництві становлять особливий інтерес підпірні стінки, докладно описані англійськими й американськими вченими (Хенкель, Скемптон, Пек). Повчальні приклади руйнування старих підпірних стінок відзначені в останні роки в Лондоні. Такі стінки вибули з ладу через кілька десятиліть після будівлі й після відносно задовільної роботи.

Описуючи деформацію й руйнування в 1941 р. однієї із цих стінок, А. Скемптон відзначив, що за 29 років її роботи міцність підтримуваних його глин зменшилася на 61%. Стінка випробувала тривалу деформацію зсуву, що перед аварією не перевершувала 6 мм у рік. Перед руйнуванням зсув стінки досягло 45 см.

Досить цікавий матеріал про режим роботи підпірних стін, обстежених Р. Пекком (II Міжнародний конгрес по механіці ґрунтів). Роль деформації глинистих ґрунтів у підставі й засипанні підпірних стін виступила тут цілком чітко. Аналіз подібних випадків привів до ясного подання про те, що причиною деформації, що спостерігається, і порушення стійкості цих споруджень є реологические властивості глинистих ґрунтів, пов'язані з їхньою повзучістю й падінням міцності в часі.

Частина споруджень було зведено на палях. Практично всі вони перетерпіли ту або іншу деформацію: 18% виявилися повністю зруйнованими, 53% перебували в прогресуючому зсуві. Відомий ряд випадків тривалого зсуву й нахилу берегових мостових підвалин, що особливо істотно для аркових мостів і анкерних опор висячих мостів (міст через Дунай у Будапешті й ін.).

У світлі основних положень фізико-технічної теорії повзучості й реологических критеріїв її падіння міцності глинистих ґрунтів у часі пояснюється порушенням властивих їм твердих необоротних зв'язків структурного зчеплення  $c_c$  у процесі їхньої деформації повзучості. Особливо небезпечними в часі є тверді й скритопластичні глини, міцність яких значною мірою обумовлена цією необоротною частиною зчеплення. Разом з тим міцність глинистих ґрунтів, які не мають твердих необоротних зв'язків у пластичній і тим більше в текучій консистенції при збільшенні їхньої щільності й зменшенні вологості, а також у зв'язку із проявом певних колоїдних процесів, здатна в процесі реформації ґрунту підвищуватися. Це

особливо властиво глинистим ґрунтам з порушеною структурою. Недооблік наведених вище положень часто приводить до невиправданого тлумачення поняття про тривалу міцність глинистих ґрунтів, чого треба, звичайно, уникати.

Справедливість наведеного тлумачення явища особливо переконливо розкрита дослідженнями З. М. Караулової і Нгуен-Тхо (МАДИ).

На зниження міцності глинистих ґрунтів у часі, імовірно, впливають процеси релаксації. Важливо відзначити, що порушення твердих зв'язків  $c_c$  у ґрунті при його переході в критичне по міцності стан виникає в умовах деякого «перекосу»  $\gamma$  його перетину, нормального до лінії дії дотичних напружень ( $\tau$ ) у межах потужності активної зони  $D$ . Критична величина перекосу  $\gamma_{кр}$ , вимірювана у відсотках, звичайно лежить у межах від деяких одиниць (у твердих глинистих ґрунтів) до 20% (у м'яких пластичних). Цікаво також відзначити, що час порушення міцності ґрунту визначається лише величиною  $\gamma_{кр}$ , і воно може змінюватися залежно від швидкості деформації  $v$ . Запобігання від висихання в процесі тривалих досвідів і захищають від роздавлювання набором металевих кілець.