



Національний університет
водного господарства
та природокористування
Є.М.БАБИЧ, Ю.О.КРУСЬ

МЕХАНІКА, ГРУНТІВ, ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Допущено Міністерством освіти і науки України
як підручних для студентів вищих навчальних закладів,
які навчаються за напрямом «Водні ресурси»



Рівне
*Видавництво Рівненського державного
технічного університету*
2001

Рецензенти: доктор технічних наук, професор *М.Л.Зоценко* (Полтавський державний технічний університет ім. Юрія Кондратюка); доктор географічних наук, професор *М.Д.Будз* (Рівненський державний технічний університет); кандидат технічних наук, доцент *О.В.Жеребятєв* (Рівненський державний технічний університет)



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Бабич Є.М., Крусь Ю.О.

Б 12 **Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник.** - Рівне: Вид-во РДТУ, 2001. - 367 с.: іл.

У підручнику розглянуті фізичні та механічні властивості ґрунтів, класифікаційні показники та будівельна класифікація ґрунтів, основні закономірності механіки ґрунтів, питання теорії опору ґрунтових масивів деформуванню та руйнуванню, особливості взаємодії фундаментів будівель і споруд із ґрунтами основ. Викладені основні принципи проектування основ і фундаментів, методи їхніх розрахунків і правила конструювання. Описані методи штучного покращання основ, особливості проектування та зведення фундаментів на структурно нестійких ґрунтах, а також при дії динамічних навантажень. Наведені способи підсилення та реконструкції існуючих будівель і споруд.

Для студентів вищих навчальних закладів, які навчаються за напрямом “Водні ресурси”.

ББК 38.58я73

ISBN 966-7447-19-7

© Бабич Є.М., Крусь Ю.О., 2001

Серед усього величезного комплексу водогосподарського будівництва, особливо зведення будівель і споруд на гідромеліоративних системах та гідротехнічних споруд, **фундаментобудування** має найбільш вагоме значення. Вартість улаштування основ і фундаментів таких будівель та споруд сягає 25% їхньої загальної кошторисної вартості, у той час коли в промисловому та цивільному будівництві вартість виконання підземних частин будівель і споруд для звичайних ґрунтових умов не перевищує 10...15% загальної вартості. У складних інженерно-геологічних і -гідрогеологічних умовах ці показники можуть зростати.

Експлуатаційна надійність основ і фундаментів значною мірою залежить від уміння вірно оцінювати інженерно-геологічні та -гідрогеологічні умови будівельних майданчиків, властивості ґрунтів в основах і сумісну роботу основ з фундаментами та надземними (або надводними) конструкціями будівель і споруд, від точності прийнятих розрахункових схем і відповідних їм методів розрахунку та конструювання, від раціональності та економічності обраних видів основ і фундаментів та доцільних способів їхнього зведення, від якості виконання будівельних робіт.

Вирішення переліку цих інженерних задач ускладнюється різноманітністю природних умов залягання ґрунтів, великою відмінністю їхніх видів і станів, впливом на них різних геологічних та гідрогеологічних явищ і процесів. Особливо це відноситься до будівель та споруд гідромеліоративних систем і гідротехнічних споруд, ґрунти основ яких або вже до будівництва знаходяться у водонасиченому стані, або обов'язково стануть водонасиченими в процесі експлуатації. При цьому важливе й те, що вода в ґрунтах основ більшості такого роду будівельних об'єктів (греблі, регулятори, шлюзи та ін.) постійно рухається.

Для інженера, чия практична робота пов'язана з проектуванням, будівництвом та експлуатацією будівель і споруд водогосподарського призначення, значимість дисципліни "Механіка ґрунтів, основи та фундаменти" важко переоцінити. Не знаючи її, не можна правильно запроектувати жодної меліоративної, гідротехнічної, дорожньої або іншої водогосподарської споруди (насипу, греблі, шлюзу, будівлі ГЕС і насосної станції, численних регулюючих, перегороджуючих споруд на каналах тощо).

Вивчення матеріалів, викладених у даному підручнику, дозволить майбутньому інженеру правильно вирішувати названі задачі фундаментобудування.

Підручник складений відповідно до освітньо-професійної програми вищої освіти за професійним спрямуванням "Водні ресурси" і призначений для підготовки спеціалістів у вищих навчальних закладах України.

У представленому підручнику чинні нормативні документи враховані з усіма змінами та доповненнями, опублікованими станом на 25 грудня 2000 р.

1. Основні поняття та визначення

Інженерними ґрунтами (далі **ґрунтами**) називають розташовані в поверхневих шарах Землі будь-які гірські породи, а також тверді відходи виробничої та господарської діяльності людини, що використовують як основи, середовища й матеріали при зведенні будівель та інженерних споруд.

Будь-яка будівля або споруда передає діючі на неї навантаження, враховуючи власну вагу, на основу. **Основою** називають частину ґрунтового масиву, що розташована нижче підшви фундаменту та в сторони від нього, сприймає всі навантаження, які передаються на неї фундаментом від надземної або надводної частини будівлі чи споруди, та зазнає внаслідок цього певних деформацій. Якщо очікувані деформації основи безпечні для будівлі або споруди, то її зводять на ґрунті в його природному заляганні. Таку основу називають **природною**. Якщо ж ґрунти в природному заляганні непридатні для сприйняття навантажень від будівлі або споруди, - їх попередньо штучно покращують або заміняють більш міцними. Такі основи називають **штучними**. Якщо основа складається з одного шару ґрунту, її називають **однорідною**, якщо з декількох шарів - **неоднорідною**.

Розташовувати будівлі або споруди безпосередньо на поверхні землі (на денній поверхні) можна в рідких випадках. Цьому перешкоджають особливості верхніх шарів ґрунту: їхня мала несуча здатність; можливість вертикального переміщення під дією метеорологічних факторів (здимання при промерзанні, просідання при відтаванні, набрякання при зволоженні, усадка при висиханні); можливість руйнування вивітрюванням, землеріями та корінням рослин тощо. Із зазначених причин необхідне влаштування **фундаменту** - підземної або підводної частини будівлі чи споруди (див. рисунок), що

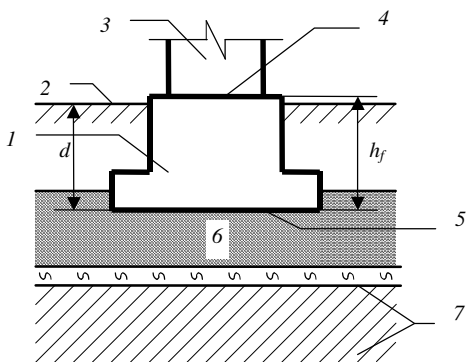


Схема фундаменту з основою

сприймає всі навантаження від вище розташованих частин і разом із власною вагою передає їх на ґрунти основи. Фундамент проектують з урахуванням його сумісної роботи з основою, причому з таких міркувань, щоб їхні можливі деформації не перевищували граничних значень, за яких можуть виникнути небезпека для стійкості зведеної на ньому будівлі (або споруди) чи складнощі в її нормальній експлуатації.



Фундамент *1*, як правило, розташовують нижче денної поверхні землі 2. Верхню площину між надземною частиною будівлі або споруди 3 і фундаментом називають *уступом* 4, а нижню, опорну площину фундаменту - *підпошвою* 5. Шар ґрунту, на який безпосередньо опирається фундамент, називають *несучим шаром* 6, а нижче розташовані шари - *підстеляючими* 7. Відстань по вертикалі від уступу до підпошви складає *висоту фундаменту* h_f , а від планувальної відмітки поверхні землі до підпошви - *глибину закладання фундаменту* d . Як правило, висота фундаменту більша глибини його закладання, оскільки уступ фундаменту розташовують вище планувальної відмітки поверхні землі біля фундаменту. Разом із тим, у багатьох споруд водогосподарського призначення висота фундаменту менша глибини його закладання. Так, для фундаментів опор акведуків, шляхопроводів, водопропускних труб та інших аналогічних споруд на річках з інтенсивним льодоходом глибину закладання фундаменту обчислюють від рівня поверхні води, а уступ фундаменту заглиблюють із таким розрахунком, щоб тиск льоду повністю сприймався опорою, якій для цього надають спеціального перерізу, а не фундаментом.

2. Основні задачі курсу, його склад і зв'язок з іншими дисциплінами

Ґрунти основи, як правило, мають у тисячі разів більшу деформативність і в сотні разів меншу міцність, ніж матеріали, із яких зводять будівлі та споруди. Однією з основних і складних задач будівельника - є ретельне та всебічне вивчення законів взаємодії між ґрунтами основи й конструкціями фундаментів та будівель і споруд уцілому. Для її правильного вирішення необхідно знати:

- інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови й особливості ділянки будівництва, а також докладні відомості про фізичні, фізико-хімічні та фізико-механічні властивості ґрунтів;

- закономірності зміни властивостей ґрунтів і прогноз інженерно-геологічних процесів у результаті порушення будівлею або спорудою природної рівноваги та гідрогеологічної обстановки;

- методи оцінки напружено-деформованого стану основ, їхнього розрахунку за стійкістю та деформаціями;

- умови й розрахункові схеми спільної роботи основи, фундаменту та надфундаментної частини будівлі або споруди;

- методи проектування фундаментів, що працюють при складних комбінаціях навантажень;

- методи виконання робіт з улаштування основ і фундаментів, що враховують специфіку умов будівельного майданчика;

- методи покращання основ і підсилення фундаментів.

Необхідність інженерного вирішення перерахованих питань фундаменто-



будування спричинило розвиток комплексу наукових дисциплін, до яких відносять “Інженерну геологію”, “Грунтознавство”, “Механіку ґрунтів”, “Основи та фундаменти”.

“*Інженерна геологія*” є частиною науки про геологію, яка вивчає та оцінює вплив геологічних факторів на роботу будівель і споруд, що проектуються, а також можливі зміни цих факторів унаслідок порушення природних умов при зведенні та експлуатації будівельних об’єктів, тобто в результаті інженерної діяльності людини.

“*Механіка ґрунтів*” розробляє теорію напружено-деформованого стану та вивчає умови порушення міцності ґрунтів і стійкості ґрунтових масивів в основі та тілі ґрунтової споруди, а також деформації ґрунтів під впливом навантажень, що на них передаються. За змістом і методам розв’язання задач “Механіка ґрунтів” є одним із розділів “Будівельної механіки”, у зв’язку з тим, що використовує закономірності суцільних деформівних тіл і середовищ, які викладаються цією дисципліною (закони пружності, пластичності, повзучості тощо).

Разом із тим, властивості ґрунтів з урахуванням природних умов їхнього залягання більш відмінні та складні, ніж властивості суцільних тіл, що описуються залежностями “Будівельної механіки”. Тому практичне застосування її теоретичних висновків можливе після доповнення закономірностями, що описують властивості ґрунтів, як природних дисперсних (мілко роздрібнених) тіл. У зв’язку з цим між “Інженерною геологією” та “Механікою ґрунтів” розвивається дисципліна “*Грунтознавство*”, задачі якої містять вивчення складу, властивостей і текстурно-структурних особливостей ґрунтів, а також формулювання основних законів, що визначають дійсну поведінку ґрунтів під дією зовнішніх впливів. На підставі цих законів у механіці ґрунтів встановлюються нові співвідношення, які враховують роздрібненість ґрунтів.

Завдання, що безпосередньо пов’язані з прийомами розрахунку, конструювання та спорудження фундаментів залежно від властивостей основ, вирішує прикладна наукова дисципліна “*Основи та фундаменти*”.

Усі названі дисципліни тісно пов’язані між собою, доповнюють і збагачують одна одну й складають єдиний комплекс курсу “Механіка ґрунтів, основи та фундаменти”. Разом із тим засвоєнню курсу мають бути супутні знання з хімії, фізики, теоретичної механіки, опору матеріалів, архітектури, будівельної механіки, будівельних матеріалів, будівельних конструкцій, технології та організації будівельного виробництва, економіки й ін.

3. Розвиток науки й техніки в області фундаментобудування

Уміння влаштовувати основи й фундаменти зародилось у дуже давні часи та розвивалось разом із майстерністю зведення будівель і споруд. У міру обважнювання об’єктів будівельники стали приділяти все більше уваги питан-

ням фундаментобудування й оцінці деформацій ґрунтів основи. Першою фундаментальною працею з механіки ґрунтів вважають опубліковані дослідження Ш.Кулона (Франція, 1773 р.) про теорію сипких тіл, що впродовж довгих років була єдиною інженерною теорією, яку з успіхом застосовували на практиці для розрахунку тиску ґрунтів на підпірні стіни.

Одним із засновників науки про основи й фундаменти в Росії був інженер М.С.Волков, який у працях “Об обследовании грунтов земли, производимом в строительном искусстве” (1835 р.) і “Об основаниях каменных зданий” (1840 р.) навів струнку теорію основ і фундаментів, схема та порядок викладення якої, в основному, збереглися до теперішнього часу.

Перший систематичний курс з основ і фундаментів, складений проф. В.М.Карловичем, було видано в 1869 р.

Наближене розв’язання задачі про визначення мінімальної глибини закладання фундаменту з умов міцності основи вперше було знайдено в 60-х роках минулого століття проф. Г.Є.Паукером. Це ж питання було піддано експериментальному дослідженню проф. В.І.Курдюмовим і описано в праці “О сопротивлении естественных оснований”, опублікованій у 1889 р.

У 1885 р. у Франції було видано працю проф. Ж.Буассієса “Applications des potentiels a l’etude de l’équilibre et du mouvement des solides elastiques” із розв’язанням задачі про розподіл напружень у пружному ґрунтовому напівпросторі від дії зосередженої сили, який було покладено в основу визначення напружень у масивах ґрунту при різних характерах навантажень.

Важливою задачею ХХ ст. було створення теорії розрахунку основ і фундаментів. У 1914 р. проф. П.А.Мінаєв на підставі експериментальних досліджень довів можливість застосування теорії пружних тіл для визначення напружень і деформацій у сипких матеріалах. Це дозволило використовувати теорію пружності як теоретичну базу механіки ґрунтів. У 1923 р. вийшла праця проф. М.П.Пузиревського “Расчёты фундаментов”, а також була запропонована “Общая теория напряжённости землстых грунтов”, де вчений розробив особливий метод теорії пружності до розрахунку основ і вивів формулу для визначення безпечного тиску на ґрунт. У цьому ж році акад. Н.Н.Павловський у своїй фундаментальній праці “Теория движения грунтовых вод” заклав основи фільтраційних розрахунків.

З 30-х років механіка ґрунтів виділилась як самостійна дисципліна. В 1934 р. було видано перший підручник із механіки ґрунтів проф. М.О.Цитовича “Основы механики грунтов”.

Важливим етапом у розвитку механіки ґрунтів стали дослідження проф. К.Терцагі, викладені в його книжках “Строительная механика грунта на основе его физических свойств” (1925 р.), перекладена з німецької мови в 1933 р., і, особливо, “Теоретическая механика грунтов” (1943 р.), перекладена з англійської мови в 1961 р.

Розроблювання питань оцінки деформацій ґрунтів і стійкості ґрунтових



масивів, започатковане за кордоном К.Терцагі, отримало у зв'язку з величезними обсягами будівництва значний розвиток у працях В.Г.Березанцева, М.М.Герсеванова, М.Н.Гольдштейна, М.І.Горбунова-Посадова, Б.І.Далматова, К.Є.Сгорова, М.М.Маслова, Д.Є.Польшина, В.В.Соколовського, В.О.Флоріна, М.О.Цитовича, В.Б.Швеця, О.В.Школи та багатьох інших вчених.

Розроблюванню та впровадженню в практику методів розрахунку напружено-деформованого стану ґрунтів з урахуванням їхніх нелінійних властивостей присвячені роботи І.П.Бойка, О.К.Бугрова, Є.Ф.Вінокурова, С.С.Вялова, О.Л.Гольдіна, Б.І.Дідуха, Ю.К.Зарецького, В.В.Ковтуна, О.Л.Крижановського, Г.М.Ломізе, В.М.Ломбардо, М.В.Малишева, С.Р.Месцяна, Л.М.Рассказова, А.М.Рижова, О.В.Пілягіна, В.І.Соломіна, В.М.Широкова та ін.

Методи розрахунку основ і фундаментів при дії на них динамічних навантажень розроблені Д.Д.Барканом, Є.О.Вознесенським, П.Л.Івановим, В.О.Ільчевим, М.Д.Красніковим, І.О.Кудрявцевим, Г.М.Ляховим, М.М.Масловим, М.П.Павлюком, О.О.Савіним, В.М.Сеймовим, В.Б.Швецем та ін.

Проблеми зведення будівель і споруд в особливо складних ґрунтових умовах отримали вирішення в працях Ю.М.Абелева, В.В.Аскалонова, М.Н.Гольдштейна, М.Я.Денисова, М.Л.Зоценка, О.К.Ларіонова, С.М.Клепікова, В.І.Крутова, А.М.Рижова, Г.І.Чорного (на лесових просідних ґрунтах); С.С.Вялова, М.Н.Гольдштейна, М.І.Сумгіна, М.О.Цитовича, В.Б.Швеця (на вічномерзлих ґрунтах); М.Ю.Абелева, Б.Д.Васильєва, П.Л.Іванова, Д.Є.Польшина, Ю.А.Соболевського, В.Б.Швеця, О.В.Школи (на сильностисливих водонасичених ґрунтах).

В області розрахунку фундаментних балок і плит на пружній основі застосовують уваги роботи М.М.Герсеванова, М.І.Горбунова-Посадова, Б.М.Жемочкіна, П.І.Клубіна, Г.К.Клейна, С.М.Клепікова, Б.Г.Корнева, А.Н.Крилова, Я.О.Мачерета, М.С.Метелюка, П.Л.Пастернака, І.К.Самаріна, І.О.Сімволіді, О.П.Сініцина, С.П.Тімошенка, І.І.Черкасова та ін.

Численні дослідження присвячені оцінці сумісної роботи несучих конструкцій будівель та інженерних споруд на деформівній основі. Цими питаннями, зокрема, займалися Б.Д.Васильєв, С.М.Клепіков, Д.Є.Польшин, О.Б.Фадєєв, Г.І.Чорний та ін.

Різні методи штучного покращання ґрунтових основ розроблені А.А.Акімовим, В.В.Аскалоновим, П.О.Коноваловим, І.М.Літвіновим, М.О.Осташевим, В.С.Подьяконовим, Б.О.Ржаніциним, А.М.Рижовим, А.Г.Ройтманом, В.Є.Соколовичем, Є.О.Сорочаном, І.В.Степурою, А.С.Тригубом та ін.

Виконані вченими роботи стали базою для створення теорії розрахунку та норм проектування основ за граничними станами.

За останні 40 років фундаменти мілкого закладання на природній основі в багатьох випадках витіснені пальовими фундаментами. Великий внесок у розвиток розрахунків і застосування пальових фундаментів внесли О.О.Бартоломей, Б.Д.Бахолдін, М.М.Герсеванов, В.М.Голубков, М.Н.Гольдштейн,

Розвитку механіки ґрунтів і фундаментобудування передували експериментально-теоретичні дослідження в галузі інженерної геології, що як наука сформувалась у XVIII-XIX ст. у період інтенсивного розвитку промисловості. Біля джерел геологічної науки стояли А.Вернер, Б.Геттон, М.В.Ломоносов. Засновниками вітчизняної школи інженерної геології вважають таких учених як І.В.Попов, Ф.П.Саваренський, Є.М.Сергєєв та ін.

За останні десятиріччя у фундаментобудуванні знайшли застосування нові прогресивні конструкції - збірні залізобетонні фундаменти під стіни та колони, фундаменти з коротких паль, глибокі фундаменти у вигляді збірних бетонних і залізобетонних порожнистих паль великого діаметра, збірних залізобетонних підпірних стін, стін у ґрунті тощо. Стали широко застосовуватись і нові методи зведення фундаментів, що виявилось можливим унаслідок розроблення нових типів будівельних машин. До таких методів відносяться гідромеханізація кесонних робіт, застосування голкофільтрувальних установок для водопониження, електроосушення, застосування вібраторів для бурових робіт, для занурювання, витягування та загвинчування паль, трамбування слабких ґрунтів для збільшення їхньої несучої здатності, термічна обробка лесових ґрунтів для уникнення їхніх властивостей просідання та ін.

4. Характерні помилки при проектуванні, зведенні та експлуатації основ і фундаментів будівель та споруд, їхні наслідки

До характерних помилок проектних рішень окремих будівель і споруд, що призвели до їхнього руйнування, можна віднести:

недостовірність і недостатню повноту інженерно-геологічних і гідрогеологічних вишукувань, а також недостатнє прогнозування зміни інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов у часі;

неправильне врахування діючих на будівельні системи навантажень і впливу передбачуваних технологічних процесів;

необґрунтований і неправильний вибір виду основ і фундаментів;

застосування матеріалів із характеристиками, що не відповідають призначенню та відповідальності будівлі або споруди, району будівництва, заданому терміну служби будівельної системи й умовам її експлуатації;

помилки в прийнятті основних розрахункових схем і передумов розрахунку, які найбільшою мірою відповідають дійсній роботі будівельної системи в процесі зведення й експлуатації;

відсутність у проектах указівок про заходи із забезпечення просторової жорсткості та стійкості будівель і споруд при зведенні й експлуатації їх у складних інженерно-геологічних умовах;

невиконання вимог державних стандартів на будівельні матеріали, вироби та конструкції, а також нормативних документів із проектування, будівни-



зміни проектних рішень у процесі будівництва тощо.

До класичних прикладів помилок при проектуванні та експлуатації будівель і споруд відносять деформації м. Мехіко, закладеного ще ацтеками на основі, яку можна вважати самою сильностисливою у світі, оскільки на глибину до 700 м складається з перемінних шарів мулів, монтмориллонітових вулканічних глин із вологістю місцями більше 3 (300%) і пісків. Водопостачання міста виконується шляхом відкачування води зі свердловин і тому деякі частини міста за період з 1901 по 1930 рр. осіли на 1 м, а з 1930 по 1968 рр. осідання збільшилися ще на 6 м. На даний час для різних кварталів міста швидкість осідань поверхні складає від 5 до 10 см на рік. Причому графік росту населення та споживання води має однаковий вигляд із графіком росту осідань території міста.

Прикладом катастрофічних наслідків відкачування води з нижніх горизонтів стислої товщі ґрунтів є м. Венеція, де відкачування здійснюють, головним чином, в оточуючих старе місто промислових районах. Осідання денної поверхні розвивається зі швидкістю 1 см на рік і триває до сьогодні, оскільки повного вирішення проблеми водопостачання поки що не знайдено. В результаті все більше районів Венеції затоплюються в період морських припливів, і збудоване практично на рівні моря унікальне за архітектурою місто поступово руйнується.

Ще одним із класичних об'єктів, при проектуванні якого були допущені помилки, є загальновідома вежа-дзвіниця в італійському місті Піза, будівництво якої тривало впродовж майже двох століть (1173-1350 рр.). Першим архітектором вежі - Бонано - не було встановлено, що під несучим семиметровим шаром основи з щільного піску розташовується підстиляючий шар у вигляді потужної товщі (до 15 м) сильностислої м'якої глини. Це спричинило нерівномірне осідання основи та, як наслідок, крен 58-метрової 150000-тонної споруди. До теперішнього часу верхівка дзвіниці Пізанської вежі відхилилась від вертикалі більше, ніж на 5 м, що відповідає крену приблизно в 5^0 , а величина нерівномірного осідання фундаменту, що має форму круглої плити (19,2 м у діаметрі з 4,5-метровим отвором у центрі), досягає 1,7 м. Нахил тривав до останнього часу, збільшуючись щорічно в середньому на п'ять кутових секунд, що відповідало відхиленню верхівки на 1,2 мм, і оцінювався фахівцями як критичний. Через це в 1990 р. монументальна пам'ятка архітектури епохи Ренесансу була зачинена для туристів. Упродовж останніх десятиріч проводились конкурси проектів порятунку дзвіниці, і лише на початку 2000 р. спеціальним комітетом із контролю за безпекою вежі після першого етапу відновлювальних робіт було повідомлено про перші реальні підтвердження того, що вчені, нарешті, знайшли правильний шлях для збереження цього унікального архітектурного об'єкта, - прилади не зафіксували жодного збільшення нахилу вежі, чого ще ні разу не спостерігали за усі більше ніж вісім століть її

існування. Наразі роботи з відновлення тривають, і за заявою голови комітету найближчим часом “падаюча вежа” знову буде доступна для відвідування.

В Україні проблема аварій у будівництві стоїть особливо гостро, тому що на 60% її території залягають лесові ґрунти, що при замочуванні просідають навіть під власною вагою. В гірничодобувних районах (Донецькій, Луганській, Запоріжській та інших областях) ця проблема набуває ще більшої важливості через шахтні виробки, що проходять під містами й селищами.

До прикладів останніх років помилок при проектуванні та експлуатації будівель і споруд можна віднести ситуацію, яка сталась із двома висотними житловими будинками в Московському районі м. Києва в липні 1998 р. Почалось з того, що в цих будинках заклинило ліфти. Після вивчення обставин припустили, що це могло статись лише при нахилі будівель. Дійсно, одна з будівель відхилилась від вертикальної осі на 35 см, друга - на 24 см. Причина відхилення, як вияснили, - просідання паль, на яких утримуються будівлі. Вони виявились занадто короткими (6 м) і опираються не на надійні моренові ґрунти, що залягають на глибині 15...17 м, а на малонадійні лесові, які переобводнились і втратили несучу здатність через багаторічні витікання з водопровідних і каналізаційних мереж та теплотрас. Ліквідація аварійної ситуації супроводжувалась складними роботами з підсилення будівель. Аналогічні випадки набули в Україні такої катастрофічної кількості, що їх об'єднали в проблему “півзанських веж”, якою займаються сотні фахівців із науково-дослідних і проектних інститутів країни.

Загрозлива ситуація впродовж багатьох років існує в м. Дніпропетровськ, який підтоплюється ґрунтовими водами, що спричиняють катастрофічні зсуви та провалля ґрунтових масивів на значних площах. Так, наприклад, у червні 1997 р. на житловому масиві Тополь-1 через утрату міцності обводнених ґрунтів були одночасно зруйновані дев'ятиповерховий будинок, дитячий садок і школа, зведені поблизу схилу, а їхні окремі частини перенесені витисненою рідкою ґрунтовою масою на кілька сот метрів від місця аварії вниз по схилу. За оцінкою вчених-геологів за відсутністю прогнозування місць найбільш імовірних катастроф (а на сьогодні таких хворих місць у Дніпропетровську близько 70) і профілактичних робіт з усунення нових переміщень масивів ґрунту, подібна доля очікує все місто.

Згідно зі світовою статистикою 80% усіх аварій будівель і споруд відбувається через різні недоліки та помилки при проектуванні, будівництві й експлуатації основ і фундаментів. Витрати на усунення цих негативних явищ, як правило, набагато вищі за початкову вартість будівництва. Вивчення причин аварій дозволяє краще зрозуміти закономірності в роботі будівельних систем, привернути увагу проектувальників і будівельників до недоліків проектних рішень і порушень у процесі виконання робіт при будівництві, усунення яких повинно запобігти аваріям та, тим самим, забезпечити високу експлуатаційну надійність будівель та інженерних споруд.

1. ПРИРОДА ГРУНТІВ ТА ЇХНІ ФІЗИЧНІ ВЛАСТИВОСТІ

1.1. Гірські породи, їхнє походження та сучасне розміщення.

Умови формування ґрунтових відкладів

1.1.1. Будова земної кулі. Відповідно до сучасних уявлень земну кулю можна представити низкою розташованих за напрямком до її центра концентричних зон або оболонок, що мають різні властивості. Розрізняють зовнішні та внутрішні оболонки. До зовнішніх оболонок належать: атмосфера, гідросфера та біосфера.

Атмосфера - газова оболонка, що оточує Землю на висоту до 1000 км.

Гідросфера - несуцільна водна оболонка, що містить воду океанів, морів, озер і воду, що знаходиться в порожнинах гірських порід. Середня глибина цієї оболонки сягає 3,7 км.

Біосфера - особлива оболонка, куди входить рослинний і тваринний світ.

До внутрішніх оболонок належать: земна кора, мантія та ядро (рис. 1.1).

Земна кора - це верхня тверда оболонка Землі, товщина якої під дном океанів становить 5...6 км, у межах материків дорівнює в середньому 35 км, а в гірських районах досягає 70 км.

Земна кора має шарувату будову. Верхній шар, що складається, в основному, з **осадових порід**, розповсюджується в середньому на глибину 10 км від поверхні землі. Він містить, головним чином, породи, що утворились шляхом відкладання різних дрібних мінеральних частинок. В осадових породах можуть зустрічатись залишки рослинних і тваринних організмів.

Нижче, на глибині 10...15 км, лежить так званий **гранітний шар**, до складу якого входять кремній, алюміній, кальцій, калій і натрій. Середня щільність цього шару знаходиться в межах 2,6...2,8 г/см³. Місцями гранітний шар виходить на поверхню землі. Під океанами його в складі земної кори немає.

Ще нижче, на глибину до 50...60 км, розташований **базальтовий шар**, що складається, в основному, з порід, багатих на залізо, магній та кальцій, і має середню щільність 2,7...3,4 г/см³. Цей шар укриває всю земну кулю, оголюючись на великому просторі дна океанів. Температура в нижніх частинах базальтового шару сягає 1500°C, а тиск - $(1,3...1,35) \times 10^3$ МПа.

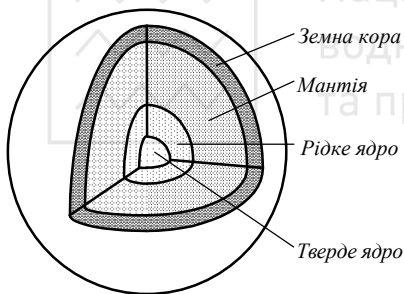


Рисунок 1.1 - Глибинна будова земної кулі



До теперішнього часу досліджена лише верхня частина земної кори у зв'язку з тим, що шахти проходять на глибину до 2,5 км, а бурові свердловини - до 5...6 км.

Мантия простягається на глибину близько 2900 км. Як передбачають, що оболонку складають багаті кремнієм, кварцом, магнієм і залізом гірські породи, що відрізняються значною щільністю (до $6,8 \text{ г/см}^3$), пов'язаною з величезним тиском, який зазнають породи на таких великих глибинах. Температура мантиї у її нижніх шарах досягає 2000°C при тиску до $(1,35...1,4) \times 10^5 \text{ МПа}$.

Усередині земної кулі міститься **ядро**, що має радіус 3470 км і поділяється на зовнішнє та внутрішнє. Щільність речовини в ньому дуже висока й досягає в центральній частині $9...11 \text{ г/см}^3$ при тисках $(3...3,5) \times 10^5 \text{ МПа}$ та температурах до 4000°C . Хімічний склад речовини ядра не відрізняється від складу речовини мантиї. Вважають, що речовина в зовнішньому ядрі перебуває в рідкому (розплавленому) стані, а внутрішнє ядро тверде.

1.1.2. Мінерали та походження гірських порід. Земна кора являє собою утворення з гірських порід. Усі **гірські породи** складаються з мінералів та їхніх агрегатів. **Мінерали** - це відносно однорідні за хімічним складом і фізичними властивостями природні сполуки хімічних елементів. Різних мінералів відомо понад 3000 (ангідрит, апатит, бурий залізняк, гіпс, доломіт, кальцит, каолінит, кварц, магнезит, польовий шпат, рогова обманка, тальк тощо), але головних в утворенні земної кори налічується всього 20...25. Їх називають **породоутворювальними**.

Гірські породи, що містять переважно один мінерал, мають назву **мономінеральних**, а що складаються з певного співвідношення частин двох і більше мінералів - **полімінеральних**. Відомо до 1000 гірських порід.

За походженням гірські породи розділяють на три основні групи: **магматичні**, що утворились при повільному застиганні магми, тобто розплавлених мас, які знаходяться в глибинних частинах земної кори (**інтрузивні** або **глибинні породи**: габро, граніт, діорит, перидотит, сієніт та ін.), а також унаслідок вулканічних вивержень із надр землі та швидкого застигання у верхніх шарах земної кори й навіть на самій поверхні землі (**ефузивні** або **виливні породи**: андезит, базальт, діабаз, ліпарит, обсидіан, пемза, порфір, порфірит, трахіт та ін.); **осадкові**, що утворились у верхній частині земної кори внаслідок руйнування інших порід під впливом води, повітря, зміни температури, життєдіяльності рослинних і тваринних організмів (амвраліт, аргіліт, ангідрит, брекчія, вапняк, вугілля, галька, гіпс, глина, гравій, доломіт, жорства, кам'яна сіль, крейда, пісковик, пісок, суглинок, супісок, торф, щебінь та ін.); **метаморфічні** (перетворені), що утворились у результаті подальших змін магматичних і осадкових порід, які потрапили з поверхні землі вглиб земної кори, під впливом високої температури, тиску та хімічних процесів (гнейс, залізна руда, кварцит, мармур, роговик, сланець та ін.).

1.1.3. Геологічна та стратиграфічна хронології утворення земної кори.

Процеси утворення земної кори тривали впродовж багатьох мільйонів років. Установлено, що вік гірських порід дорівнює віку мінералів, тобто часу їхньої кристалізації. Винятком є осадові уламкові породи, де мінерали старіші за породу. Спочатку утворювались магматичні породи, потім осадові та метаморфічні. Абсолютний вік найдавніших магматичних порід дорівнює 3,5 млрд. років. Вік Землі як планети - не менше 4,5 млрд. років.

Залежно від віку гірських порід, геологічна історія, тривалість якої прийнято вважати 3,5 млрд. років, за часом розділена на **геологічні ери**, що у свою чергу поділяють на **геологічні періоди**, а останні - на **епохи**.

Існують шкали процесу напластування земної кори: геохронологічна та стратиграфічна, тобто за часом свого формування й за відкладами. В сучасному вигляді послідовність накопичення товщ земної кори та зміна геологічних ер і періодів указана в табл. 1.1.

Таблиця 1.1 - Геохронологічна та стратиграфічна таблиця історії Землі

Ери	Періоди	Вік, млн. років
Кайнозойська KZ (нова)	Четвертинний Q	1,85
	Неогеновий N (новий)	1,85...22,5
	Палеогеновий P (давній)	22,5...67,5
Мезозойська MZ (середня)	Крейдяний K	67,5...135
	Юрський J	135...185
	Тріасовий T	185...235
Палеозойська PZ (давня)	Пермський P	235...280
	Кам'яновугільний (або карбоновий) C	280...345
	Девонський D	345...400
	Силурійський S	400...435
	Ордовіцький O	435...490
	Кембрійський C	490...570
Протерозойська PR (рання)	---	570...2600
Архейська AR (первісна)	---	2600...3500

Для архейської та протерозойської ер характерні магматичні й метаморфічні гірські породи, а для палеозойської, мезозойської та кайнозойської - осадові.

У більшості випадків основами будівель і споруд служать **четвертинні відклади**, тобто гірські породи останнього четвертинного періоду. Їх відносять до **наносів** на відміну від порід дочетвертинного віку, що називають **корінними**. Четвертинні відклади частіше всього представлені дисперсними породами, що залягають біля поверхні земної кори шаром, товщина якого змінюється в дуже широких межах - від декількох сантиметрів до декількох десятків метрів. У гірських упадинах і річкових долинах вона може досягати декількох сот метрів. З низки причин виходити на поверхню або розташовуватись на невеликій глибині можуть і корінні породи.

У земній корі постійно відбуваються геологічні процеси. Крім вулканів і землетрусів, що її деформують, під сумісним впливом температури, повітря й води (нагрівання та охолодження породи, замерзання й відтавання в її порах води та ін.) складаючі кору гірські породи розтріскуються та безперервно роздрібнюються. Унаслідок, розмір окремих частинок може зменшитись до десятих, сотих, а іноді й тисячних часток міліметра. Цей процес називають **фізичним вивітрюванням**. Крім того, кисень і вуглекислий газ, що містяться в просякаючих у глиб землі воді та повітрі, хімічно руйнують гірські породи. Такий процес має назву **хімічного вивітрювання**. В результаті життєдіяльності рослин, що корінням механічно руйнують гірські породи, а також дії різних кислот, які виділяються тваринними організмами та спричиняють хімічне перетворення мінералів, відбувається **біологічне (органічне) вивітрювання**.

Залежно від умов формування та розміщення ґрунтові відклади розділяють на види (табл. 1.2).

Т а б л и ц я 1.2 - Види ґрунтових відкладів залежно від умов формування та розміщення

Види ґрунтових відкладів	Характеристика
Континентальні: елювіальні делювіальні алювіальні пролювіальні озерно-болотні льодовикові або моренні ... еолові	уламкові та інші матеріали, що утворились при вивітрюванні й залягають на місці первісного виникнення (крупні уламки, піски, глини); наноси піщаних і глинистих частинок ґрунту, що під дією атмосферних опадів і власної ваги переміщаються та накопичуються на схилах і в підніжжях схилів того ж самого узвишшя, де вони первісно виникли (піски, супіски, суглинки, глини); шаруваті товщі відкладів, що утворились у річкових долинах унаслідок роздрібнювання та переміщення на значні відстані гірських порід водними потоками (валуни, галька, гравій, піски); відклади, що утворились грязьо-кам'яними потоками (селями) з уламків гірських порід і води в гірських і передгірських районах у період дощів і розтавання снігу та розтеклих у місцях виходу яруг і балок у річкові долини (галька, гравій, піски, супіски, суглинки та ін.); накопичення уламкових матеріалів і органічного мулу (сапропелю), що утворився внаслідок відмирання дрібних тварин і рослинних організмів (галька, гравій, піски, глинисті породи, торф, мул, озерно-болотна крейда); відклади у вигляді суміші різноманітного матеріалу, що залишаються після танення льодовику й сформовані під впливом води у вигляді снігу та льоду в горах, коли льодовики й снігові лавини, спускаючись із гір у долини, несуть у своєму русі брили скель, каміння, щебінь, пісок та ін. (валуни, галька, гравій, піски, супіски, суглинки, валунні та стрічкові глини); продукти фізичного вивітрювання гірських порід пустельних районів, що переносяться повітряними течіями (лесові ґрунти, що утворились унаслідок випадіння переносуваних вітром частинок при одночасному протіканні ґрунтоутворювальних процесів: піски дюн і барханів, або інакше - еолові піски).
Морські	Відклади продуктів вивітрювання, що переносяться в море з поверхні материків ріками або утворюються під час руйнування берегів хвильовими впливи (відклади приберегових районів), а також наслідків відмирання найпростіших тваринних організмів і морських водоростей у центральних частинах морів і океанів (валуни, галька, гравій, піски, глини, органогенні ґрунти (вапняки-черепашники та ін.), органомінеральні утворення (мули: глинисті, вапняно-глинисті, кременисто-глинисті, вулканічні; заторфовані ґрунти та ін.)).

1.2. Склад, структурні зв'язки та будова ґрунтів



1.2.1. Складові компоненти ґрунтів. Ґрунти розглядають як змінні в часі багатокомпонентні (багатофазні) системи. Основними компонентами ґрунту є тверді частинки мінерального та органічного походження, вода або будь-яка інша рідина та повітря або будь-який інший газ. Склад і властивості цих компонентів, їхнє кількісне співвідношення та характер взаємодії зумовлюють властивості ґрунтів.

Якщо ґрунт складається з твердих частинок, усі пори між якими заповнені водою, то він є двокомпонентною (двофазною) системою. Іноді такий ґрунт називають *ґрунтовою масою*. Частіше всього в ґрунті, крім твердих частинок і води, присутнє повітря. Такий ґрунт є трикомпонентною (трифазною) системою. В мерзлом ґрунті, крім того, міститься лід, що характеризує ґрунт як чотирикомпонентну (чотирифазну) систему.

1.2.2. Тверді частинки ґрунтів. Усі ґрунти складаються з різних за крупністю, формою та мінералогічним складом твердих частинок. Їхні розміри й форми чинять суттєвий вплив на властивості лише дисперсних ґрунтів.

У сучасному ґрунтознавстві прийнята класифікація твердих мінеральних частинок за розмірами (табл. 1.3). В основу цієї класифікації покладено експериментальний досвід, що базується на урахуванні змін властивостей мінеральних частинок при переході з однієї групи (фракції) в іншу. Так, у частинок, крупніших 2 мм, практично відсутня молекулярна вологостійкість, а в піску, що складається з таких частинок, - капілярне підняття води, але цей пісок має дуже велику водопроникність. Уміст у піску пилюватих частинок суттєво знижує його пористість і водопроникність, збільшує капілярне підняття та може надати йому деякої зв'язності. Ґрунт, що складається з частинок розміром 0,25...0,05 мм, достатньо водопроникний, а ґрунт, що складається з пилюватих частинок, слабководопроникний і погано віддає воду.

Таблиця 1.3 - Класифікація твердих мінеральних частинок

Назва частинок	Розмір, мм
Великоуламкові:	
валунні (окатані) і глибісті (ріжкуваті)	>200
галечникові (окатані) і щербенисті (ріжкуваті)	200...10
гравійні (окатані) і жорст'яні (ріжкуваті)	10...2
Піщані:	
крупні	2...0,5
середні	0,5...0,25
дрібні	0,25...0,1
тонкі	0,1...0,05
Пилуваті:	
крупні	0,05...0,01
дрібні	0,01...0,005
Глиністі	<0,005

Мінеральні частинки крупністю 2...0,05 мм (піщані частинки) компактні,



із невеликою питомою поверхнею, форма їх кулеподібна, ріжкувата або ребриста, а поверхня гладка або шорстка, вкрита дрібними заглибинами, виступами та подряпинами. В дисперсних ґрунтах, що складаються переважно з великоуламкових частинок (>2 мм) і використовуються як основи будівель і споруд, форма та поверхня частинок значення практично не має. У ґрунті ж, складеному з піщаних частинок, одні й ті самі окатані та неокатані піщані фракції надають йому різну висоту капілярного підняття, водопроникність і опір зсуву.

Глинисті частинки мають вигляд лусок, пластин або голок неправильної форми, при цьому їхня товщина в 10...100 разів менша максимального розміру. В результаті глинисті частинки мають набагато більшу (у 860 разів і більше) питому поверхню порівняно з піщаними. Поверхні глинистих частинок, що відповідають базальним площинам, відносно рівні, іноді слабобугристі, з окремими мікротріщинами. Бокові поверхні - нерівні, ступінчасто вищерблені.

Пилуваті частинки за характеристиками займають проміжне (між піщаними й глинистими частинками) положення.

Великоуламкові частинки, як правило, полімінеральні: кожна частинка складається з декількох мінералів. Піщані та пилуваті частинки мономінеральні: кожна являє собою який-небудь один мінерал. Глинисті частинки також мономінеральні. Однак слід мати на увазі, що при переході частинок у процесі вивітрювання із фракції пилуватих у фракцію глинистих їхній мінеральний склад різко змінюється.

Твердий компонент мінеральних ґрунтів може бути представлений не лише одними мінеральними частинками, в його складі можуть знаходитись і частинки **гумусу** - органічної речовини, що утворюється та накопичується в земній корі внаслідок розкладання рослинних і тваринних залишків. В одних випадках наявність органічних частинок погіршує властивості мінеральних ґрунтів, а в інших - покращує. Це залежить від складу, стану та кількості вміщуваних частинок органічного походження. Наприклад, невелика кількість гумусу у водонасичених дрібних і пилуватих пісках надає їм пливунних властивостей, а в маловологих пісках - зв'язності, а, отже, й міцності.

Органічні частинки складають основну частину твердих компонентів органічано-мінеральних і органічних зв'язних дисперсних ґрунтів - мулів, сапропелів, заторфованих ґрунтів і торфів (див. 1.4.2).

У природних умовах утворення ґрунти являють собою суміш різних за крупністю та походженням частинок.

1.2.3. Ґрунтова вода, її походження, види й властивості. Атмосферні опади (дощ, сніг, град), просякаючи в землю крізь водопроникні шари ґрунту, служать основним джерелом ґрунтової води. Крім того, живлення ґрунтових вод може відбуватись за рахунок надходження води з рік, озер та інших поверхневих басейнів, а також унаслідок конденсації водяної пари.

Досягаючи водонепроникного шару ґрунту - **водотриву** (пласту глини або скельної породи), вода тече за його схилом (рис. 1.2). Якщо на шляху до водотриву у зоні повітрообміну ґрунту з атмосферним повітрям (**зоні аерації**) вода зустрічає місцеві включення у вигляді лінз водонепроникних, малопроникних або ущільнених порід, вона частково в них затримується та накопичується, утворюючи так звану **верховодку**. Верховодка не постійна, вона поповнюється після дощів, а потім поглинається рослинами та випаровується, вона може зникати в посушливий період року, а в зимовий період промерзати.

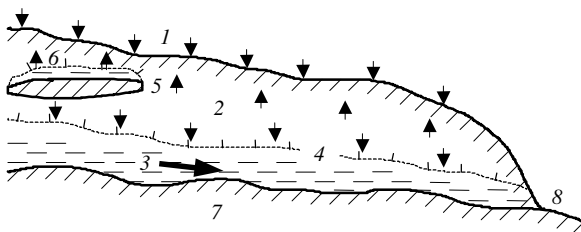


Рисунок 1.2 - Схема переміщення ґрунтової води:

1 - поверхня землі; 2 - водопроникний ґрунт; 3 - потік ґрунтової води; 4 - поверхня капілярної води; 5 - лінзи водонепроникного або ущільненого ґрунту; 6 - верховодка; 7 - водонепроникний ґрунт (водотрив); 8 - вихід ґрунтової води

Хімічно чистої води в природі не існує. Більш чиста вода атмосферних опадів, просякаючи в ґрунт, поповнюється газами та розчинами органічних і неорганічних речовин. В окремих випадках у ґрунтовій воді можуть міститись сполуки, що чинять руйнівну дію на ґрунти основ і матеріали фундаментів (вищелючення бетону). Таку ґрунтову воду називають **агресивною**.

Вода в ґрунтах може знаходитись у пароподібному, рідкому та твердому станах. Від умісту тієї чи іншої кількості різних видів води та величини сил її взаємодії з твердими частинками залежать властивості ґрунтів, а в глинистих ґрунтах вода - це головний фактор, що зумовлює їхні властивості. У сучасному ґрунтознавстві користуються класифікацією, відповідно до якої воду поділяють на п'ять видів: у вигляді пари; зв'язана; вільна; у твердому стані; кристалізаційна та хімічно зв'язана.

Водяна пара утворюється внаслідок випаровування інших видів води та переміщається разом із газоподібним компонентом (головним чином - повітрям) у порах ґрунту.

Зв'язана вода - це вода, що утримується на поверхні твердих частинок ґрунту (адсорбована) молекулярними силами притягання, питомі величини якої біля самої поверхні частинок досягають 1000 МПа та практично перестають впливати вже на відстані 0,005 мм від неї. Зв'язану воду прийнято умовно ділити на шари міцнозв'язаної (гігроскопічної) та пухкозв'язаної (плівкової).

Міцнозв'язана вода осаджується на поверхні частинок у вигляді конденсату та являє собою шар, що містить один або декілька прошарків молекул води. За властивостями міцнозв'язана вода скоріше відповідає твердому, а не рідкому тілу: її густина досягає $2,4 \text{ г/см}^3$, у ній не виявляються закони гідростатики, вона не розчиняє солей, має властивості повзучості та міцність на

зсув. Така вода не відокремлюється від твердих частинок при дії сил, що в тисячі разів перевищують сили земного тяжіння, замерзає при температурі -78°C і нижче. Видалити міцнозв'язану воду з ґрунту (відокремити від твердих частинок) можна лише випаровуванням при температурах вище 100°C .

Пухкозв'язана (плівкова) вода являє собою дифузний перехідний шар від міцнозв'язаної води до вільної. Вона має слабкіше виявлені властивості міцнозв'язаної води, що зумовлене різким зменшенням питомих сил взаємодії між поверхнями твердих частинок і молекул води. Чим товстіші шари пухкозв'язаної води, тим менша міцність ґрунту та навпаки. Зміна товщини шарів може спричинити зміну стану ґрунту від майже рідкого до твердого.

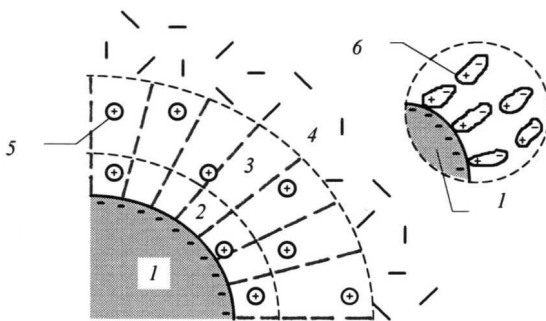


Рисунок 1.3 - Схема електромоллекулярної взаємодії поверхні мінеральної частинки ґрунту з водою:

1 - мінеральна частинка ґрунту; 2 - міцнозв'язана вода; 3 - пухкозв'язана вода; 4 - вільна вода; 5 - катіони; 6 - диполі води

На рис. 1.3 показано схему електромоллекулярної взаємодії поверхні твердоді мінеральної частинки ґрунту з водою.

Вільна вода утворена молекулами води, що знаходяться поза сфери впливу електромоллекулярних сил взаємодії з поверхнею твердих частинок. Вона зустрічається в ґрунті у вигляді гравітаційної та капілярної.

Гравітаційна вода - це ґрунтова вода у звичайному уявленні (із властивостями звичайної води), яка переміщується в ґрунті під дією власної ваги. Вона чинить зважуючу дію на тверді частинки ґрунту та на фундаменти будівель і споруд, замерзає та перетворюється в лід при температурі 0°C , має густину, що приймається в розрахунках основ $\rho_w = 1,0 \text{ г/см}^3$, може утримувати речовину в колоїдному стані, розчинює солі та гази.

Капілярна вода розташовується вище гравітаційної (рівня ґрунтових вод) і заповнює частково або повністю пори ґрунту, утримуючись у них силами капілярного натягання. Граничне насичення ґрунту капілярною водою називають **капілярною вологоємністю ґрунту**. Висота підняття капілярної води залежить від розміру поперечного перерізу капіляра та матеріалу твердих частинок ґрунту. Її підняття по порах закінчується в тому випадку, коли настає рівновага між вагою піднятого стовпа води та підйомною капілярною силою. В пісках при діаметрі капіляра $d = 0,01 \text{ см}$, висота підняття капілярної води досягає всього 30 см ; при діаметрі капіляра $0,005 \text{ мм}$, що відповідає розміру глинистої частинки, капілярна вода піднімається до 400 см .



Капілярне всмоктування води спостерігається й у будівлях і спорудах, якщо вони не захищені від зволоження. Наприклад, у кам'яних фундаментах і стінах будівель, капілярна вода може піднятися на висоту одного поверху та бути причиною вогкості в приміщеннях.

Вода у твердому стані - це лід, у який перетворюється вільна вода при замерзанні (при температурі нижче 0°C) і який може утримуватись у ґрунті у вигляді окремих кристалів або у вигляді лінз і прошарків, що досягають у вічномерзлих ґрунтах значної товщини. Кристали льоду в мерзлих ґрунтах служать, як правило, цементуючою речовиною. Однак залежно від низки умов маса льоду в ґрунтах основ будівель і споруд у період від'ємних температур (при промерзанні ґрунту) може збільшуватись, що спричиняє негативні наслідки, особливо в районах із суворим кліматом.

Кристалізаційна та хімічно зв'язана вода - це вода, що приймає участь у будіванні кристалічних решіток мінералів. Її наявність має велике значення. Так, при видаленні кристалізаційної води зі складу мінералів їхні властивості зазнають значних змін, а при видаленні хімічно зв'язаної води утворюються нові хімічні сполуки.

1.2.4. Гази в ґрунтах. Газоподібними складовими ґрунту можуть бути повітря, метан, сірководень або інший газ, а також їхні суміші та водяна пара. Гази залежно від їхньої кількості та стану можуть впливати на деякі властивості ґрунтів: збільшувати або зменшувати пружну частину деформації, фільтраційну здатність тощо. Газоподібні включення в ґрунтах можуть знаходитись у розчиненому водою, адсорбованому твердими частинками, защемленому та вільному станах.

При деяких температурі та тиску вода може розчиняти певну кількість газу. Зі збільшенням температури та зниженням тиску кількість **розчиненого газу** зменшується.

Адсорбованим називають газ, що утримується на поверхні сухих твердих частинок силами електростатичного притягання. Однак адсорбційний зв'язок молекул газу порівняно з молекулами води дуже слабкий. Тому при зволоженні ґрунту адсорбційні газы легко витискаються адсорбованою водою. Кількість адсорбованих газів залежить від мінерального складу твердих частинок, їхньої дисперсності, вмісту органічних речовин. Найбільша кількість адсорбованих газів міститься в абсолютно сухих ґрунтах. У природно вологих (5...10%) ґрунтах адсорбованого газу немає.

Защемлений газ може утворюватись у ґрунті внаслідок видалення з розчину, витиснення адсорбованого газу плівками води та утворення при цьому замкнених пор (рис. 1.4,а), а також унаслідок відмінності швидкостей переміщення капілярної води в сполучених між собою порах різного діаметра. По дрібних сполучених порах вода піднімається вище та скоріше, ніж по крупних. Тому до крупних пор вода може підійти з протилежних сторін і залишити в них защемлений газ (рис. 1.4,б). У глинистих ґрунтах такі газы займають

Видалити адсорбований і защемлений газ з ґрунту шляхом зовнішнього тиску важко, але, збільшуючи стисливість ґрунту, вони практично не зменшують його міцності та, відповідно, не завдають помітної шкоди основі.

Газ у вільному стані сполучується з атмосферою та практично являє собою повітря. Можна вважати, що властивості ґрунтів не залежать від умісту вільного повітря, адже воно практично не приймає участі в розподілі тисків між твердими частинками та поровою водою.

1.2.5. Структура та текстура ґрунтів. Види структурних зв'язків. Під **структурою** розуміють особливості внутрішньої будови ґрунту, що зумовлені розмірами та формою частинок, характером їхньої поверхні, кількісним співвідношенням складаючих ґрунт компонентів і характером взаємодії їх один з одним. При цьому компонентами ґрунту вважають тверді частинки, їхні блоки, пакети й агрегати. До структурних компонентів також відносять адсорбовану воду та адсорбований газ, тому що вони чинять суттєвий вплив на характер взаємодії твердих частинок. При осаджуванні ґрунтових частинок певного виду утворюються структури, що значно відрізняються (рис. 1.5).

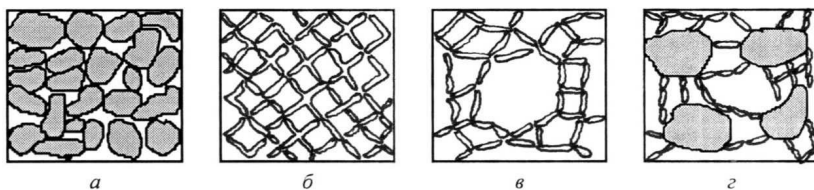


Рисунок 1.5 - Основні типи структури ґрунтів:

а - зерниста; б - сотоподібна (губчаста); в - у вигляді пластівців; г - змішана (каркасна)

Зерниста структура найбільш яскраво виявлена у гравію та піску, що характеризуються пористістю в межах 20...25%.

Сотоподібна (губчаста) будова притаманна глинистим ґрунтам, що утворились при осаджуванні без коагуляції (лат. *coagulatio* - згортання, затвердіння) у прісній воді глинистих і пилуватих частинок. Ці частинки притягуються одна до одної силами, що перевищують їхню власну вагу. Неущільнені ґрунти



із сотоподібним скелетом можуть мати пористість, більшу 50%.

Будова у вигляді пластівців утворюється при осаджуванні з коагуляцією глинистих частинок у воді з розчиненими солями. Глинисті частинки об'єднуються в пластівці ще до їхнього осаджування. Ґрунти зі структурою у вигляді пластівців відрізняються виключно великою пористістю, іноді порядку 90...95% (морські мули). При ущільненні ґрунтів будова у вигляді пластівців переходить у сотоподібну.

Ґрунти, що складаються з різних частинок - глинистих, пилюватих, піщаних і уламків, - мають змішану (каркасну) структуру.

Відомо, що міцність дисперсних ґрунтів значно менша міцності самих твердих частинок та їхніх агрегатів і визначається міцністю **структурних зв'язків**. Структурні зв'язки утворюються внаслідок складних фізико-хімічних процесів, що відбуваються при геологічному формуванні породи та тривають весь період її життя. Розрізняють декілька видів структурних зв'язків, що можуть діяти сумісно.

Хімічні зв'язки (їх також називають кристалізаційними або цементаційними) - це жорсткі кристалічні зв'язки (у більшості випадків не поступаються за міцністю внутрішньокристалічним хімічним зв'язкам), що характерні для скельних порід, хоча в зачатковому стані вони є й у дисперсних тілах (зчеплення, зміцнення пісків). У ґрунтах магматичного походження ці зв'язки виникають одночасно з утворенням самих мінеральних зерен у процесі застигання магми; в метаморфічних - при перекристалізації материнської породи; в осадових - унаслідок випадання солей з розчинів. Хімічні зв'язки носять безповоротний характер, після руйнування не відновлюються.

Молекулярні та іонно-електростатичні зв'язки (їх також називають відповідно коагуляційними і конденсаційними та об'єднують у водно-колоїдні) виникають при зближенні та віддаленні твердих частинок завдяки молекулярним (ван-дер-ваальсовим) силам. Проявляються вони на відстані й збільшуються зі збільшенням питомої поверхні системи твердих частинок. За силою вони поступаються хімічним зв'язкам. Вони маломіцні, але після розриву відновлюються, тобто є зв'язками оборотними.

Сили молекулярної взаємодії (як правило, первісні) виникають при випаданні частинок у воді та згортуванні колоїдів при наявності електролітів. Іонно-електростатичні сили виникають при ущільненні коагуляційних структур до прямого дотикання одна з одною мінеральних частинок і шляхом утворення драглів при полімеризації гелів.

Капілярні зв'язки зумовлені капілярним тиском, що виникає на межі поділу води та повітря, в місцях стикання твердих частинок. Завдяки капілярним силам навіть чисті маловологі піски набувають деякої зв'язності.

Електростатичні зв'язки виникають при безпосередньому контакті твердих частинок унаслідок накопичення на їхніх поверхнях електростатичних зарядів, тобто відбувається кулонівська взаємодія.

Магнітні зв'язки зумовлені наявністю в тонкодисперсних ґрунтах феромагнетиків, що утворюють на поверхні глинистих частинок тонкі плівки, які забезпечують коагуляційний ефект між частинками.

Особливості структурних зв'язків визначають властивості ґрунтів. Так, у мерзлих ґрунтах частинки зцементовані льодом до міцності скелі, однак при підвищенні температури ґрунту міцність його зменшується. Неводостійкість зв'язків агрегатів лесових ґрунтів спричиняє їхнє просідання при замочуванні під навантаженнями. **Тиксотронність** (властивість відновляти міцність зв'язків після усунення навантаження) мулів призводить до їхнього руйнування навіть при незначних динамічних впливах.

Під **текстурою** розуміють особливості будови ґрунту (масивність, шаруватість, пористість, тріщинуватість та ін.), що зумовлені орієнтуванням і просторовим розташуванням його структурних елементів незалежно від їхніх розмірів. Текстура відображає умови утворення та формування властивостей ґрунтових відкладів. Розрізняють такі типи текстур (рис. 1.6):

шарувата (тонко- і грубошарувата, стрічкова, косошарувата, хвилеподібна, сланцева та ін.);
злитна (масивна та прихованосхарувата);
складна (порфірова, чарункувата, макропориста та ін.).

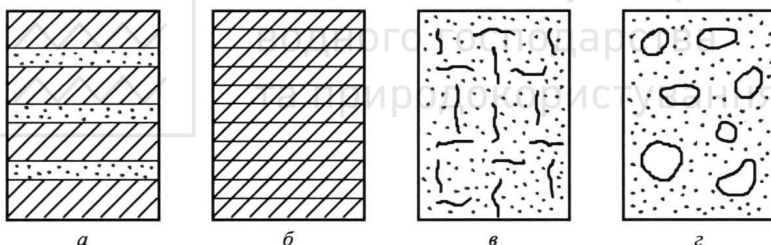


Рисунок 1.6 - Основні типи текстури ґрунтів:

а - шарувата (стрічкова); б - злитна; в - чарункувата ; г - порфірова

Найбільш розповсюджені ґрунти із шаруватою текстурою, що утворились унаслідок накопичення осаду ґрунтових частинок у воді. Цей тип структури характерний для алювіальних, озерних і морських відкладів.

Злитна текстура притаманна морським відкладам (первісні глини та мули), що мають однорідну будову в різних точках масиву.

Порфірову текстуру мають уламкові ґрунти та деякі моренні суглинки; чарункувата текстура характерна для засолених глинистих ґрунтів, усадочні тріщини в яких заповнені порожнинами, а також для вічномерзлих ґрунтів, що мають заповнені льодом порожнини; макропористу текстуру мають лесові ґрунти.

Текстура зумовлює **анізотронію** властивостей ґрунтів, що виявляється у відмінностях їхніх властивостей (стисливості, опору зсуву, водопроникності тощо) у різних напрямках.



Усі ґрунти різняться між собою багатьма ознаками. Для механіки ґрунтів найбільш важливими є їхні фізичні та механічні властивості. Кількісні показники властивостей ґрунтів називають *характеристиками*. Характеристики фізичних властивостей умовно поділяють на групи: основні та похідні. До **основних** характеристик відносять: щільність твердих частинок, щільність ґрунту природної будови та вологість. Їх визначають дослідним шляхом у лабораторії або в польових умовах. До **похідних** відносять: щільність сухого ґрунту (скелета), пористість, коефіцієнт пористості та коефіцієнт водонасичення. Їх обчислюють за формулами, використовуючи основні характеристики.

Для кращого розуміння фізичних властивостей та їхніх характеристик компонентний склад деякого об'єму V ґрунту масою m доцільно представити у вигляді діаграми (рис. 1.7).

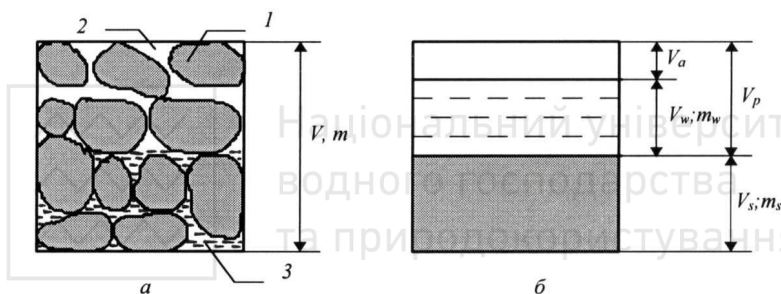


Рисунок 1.7 - Діаграми компонентного складу ґрунту:

a - будови; b - кількісна; 1 - тверді частинки; 2 - порожнини (пори); 3 - вода; V, m - відповідно об'єм і маса ґрунту; V_s, m_s - сумарний об'єм і маса твердих частинок; V_p - об'єм порожнин; V_w, m_w - об'єм і маса води; V_a - об'єм повітря

До складу взятого об'єму V ґрунту входять тверді частинки сумарним об'ємом V_s і масою m_s та порожнини між ними об'ємом V_p . При цьому порожнини можуть бути заповнені частково повітрям об'ємом V_a та частково водою об'ємом V_w і масою m_w ; вони можуть бути заповнені або лише повітрям, або лише водою.

1.3.1. Основні характеристики фізичних властивостей ґрунтів. Щільністю твердих частинок ґрунту ρ_s називають масу одиниці об'єму твердих частинок, складених абсолютно щільно, тобто без будь-яких проміжків, і порожнин між ними. Щільність твердих частинок виражають відношенням маси m_s твердих частинок, що містяться в загальному об'ємі V ґрунту, до їхнього сумарного об'єму V_s :

$$\rho_s = m_s / V_s. \quad (1.1)$$

За одиницю вимірювання щільності твердих частинок ґрунту використовують $г/см^3$. Визначають цю характеристику найчастіше пікнометричним ме-

тодом. При цьому масу твердих частинок знаходять зважуванням зразка ґрунту, попередньо висушеного до постійної маси при температурі 100...105⁰С, а об'єм твердих частинок - за масою витісненої ними рідини з відомою густиною за допомогою спеціальних мірних колб (так званих **піннометрів**). Величина щільності твердих частинок ґрунтів залежить лише від їхнього мінералогічного складу. Вона зростає при збільшенні вмісту в ґрунті та щільності породоутворювальних мінералів (кварцу, каолініту, ортоклазу, плагіоклазу, біотиту, мусковіту тощо), а зменшується - при збільшенні вмісту органічних речовин. Середні значення щільності твердих частинок окремих типів дисперсних ґрунтів становлять: пісків - 2,65...2,67; супісків - 2,68...2,72; суглинків - 2,69...2,73; глин - 2,71...2,76; заторфованих ґрунтів - 2,0...2,2; торфів - 1,4...1,8 г/см³.

Щільністю ґрунту природної (непорушеної) будови ρ називають масу одиниці його об'єму та виражають відношенням маси ґрунту m , включаючи масу твердих частинок m_s і масу води m_w , до загального об'єму ґрунту V , включаючи об'єм твердих частинок V_s і об'єм порожнин V_p :

$$\rho = m/V = (m_s + m_w) / (V_s + V_p). \quad (1.2)$$

Відповідно щільність ґрунту виміряють у г/см³. Для визначення щільності ґрунтів можуть бути застосовані декілька методів: метод різального кільця (для ґрунтів, які легко піддаються обробці ножом); метод парафінування (для ґрунтів, схильних до викришіння); метод гідростатичного зважування в нейтральній рідині - бензині, гасі, лігроїні, толуолі тощо (для скельних і мерзлих ґрунтів). Величина щільності залежить від мінералогічного складу, вологості та пористості (щільності будови) ґрунту. Ґрунти однакового складу та будови мають найбільшу масу у випадку повного заповнення пор водою. Величина щільності глин, суглинків, супісків, пісків і великоуламкових ґрунтів змінюється від 1,2 до 2,4 г/см³. Більш високі значення щільності відносяться до великоуламкових (різнозернистих) ґрунтів, морених суглинків і глин. Менші значення щільності характерні для ґрунтів, що містять гумус, або для просідлих лесових ґрунтів. Щільність сухого торфу може бути менше 1,0 г/см³.

Вологістю ґрунту W називають відносну кількість води, що міститься в його порожнинах. У механіці ґрунтів користуються так званою абсолютною (ваговою) вологістю. Абсолютну вологість виражають відношенням маси m_w води, що міститься в порах деякого об'єму ґрунту V , до маси m_s твердих частинок, що містяться в цьому самому об'ємі. Вологість ґрунту виміряють у відносних одиницях (г/г) або у відсотках, тобто

$$W = m_w / m_s = (m - m_s) / m_s \quad (1.3)$$

або

$$W = (m_w / m_s) 100\% = [(m - m_s) / m_s] 100\%. \quad (1.4)$$

Подальше вагову вологість будемо називати просто вологістю. Її величина змінюється в дуже широких межах, сягаючи 200% і більше (наприклад, у

текучих глинах, морських і річних мулах). Вологість визначають висушуванням ґрунту до постійної маси при температурі 100...105°C. Ґрунт, висушений до постійної маси, називають *абсолютно сухим*.

1.3.2. Похідні характеристики фізичних властивостей ґрунтів. Щільністю сухого ґрунту (скелета) ρ_d називають масу твердих частинок, що міститься в одиниці його об'єму, та виражають відношенням маси цих частинок m_s до загального об'єму ґрунту V :

$$\rho_d = m_s / V = m_s / (V_s + V_p). \quad (1.5)$$

Щільність сухого ґрунту вимірюють у $г/см^3$. Щоб її виразити через основні характеристики ρ і W використаємо залежність (1.2), із якої випливає

$$V = (m_s + m_w) / \rho.$$

Підставивши цей вираз у формулу (1.5), отримаємо

$$\rho_d = m_s \rho / (m_s + m_w) = \rho / (1 + m_w / m_s).$$

З урахуванням залежності (1.3) будемо мати

$$\rho_d = \rho / (1 + W). \quad (1.6)$$

Щільність сухого ґрунту, значення якої для різних ґрунтів змінюються від 1,0 до 1,9 $г/см^3$, характеризує щільність будови ґрунту, тобто ступінь заповнення ґрунту твердими частинками. В будівельній практиці цю характеристику застосовують для оцінки ущільненості ґрунту. Вважають, що глинисті ґрунти ущільнюються при $\rho_d=1,55...1,6 г/см^3$, а піски - при $\rho_d=1,65 г/см^3$.

Пористість ґрунту n_p називають сумарний об'єм пор, що міститься в одиниці об'єму ґрунту, і виражають відношенням об'єму пор V_p до загального об'єму ґрунту V :

$$n_p = V_p / V \quad \text{або} \quad n_p = (V_p / V) 100\%. \quad (1.7)$$

У першому випадку пористість вимірюють у відносних одиницях ($см^3/см^3$ або $м^3/м^3$), а в другому випадку - у відсотках. Пористість ґрунтів залежить від ступеня їхньої дисперсності та умов формування ґрунту (породи). Для звичайних ґрунтів пористість становить 30...40%, а для просідних може досягати 60...70%. Для одного й того ж самого ґрунту пористість не є сталою величиною, а змінюється залежно від тиску на ґрунт, взаємного розташування в ньому частинок і мікроагрегатів, умов формування й залягання ґрунту в природних умовах або при зведенні та експлуатації будівель і споруд.

В інженерних розрахунках натомість пористості частіше використовують **коефіцієнт пористості ґрунту e** , що характеризує порівняльний уміст у ньому пор і твердих частинок та виражається відношенням об'єму пор V_p до об'єму твердих частинок V_s :

$$e = V_p / V_s. \quad (1.8)$$

Зважаючи на те, що об'єм пор V_p дорівнює різниці повного об'єму ґрунту V і об'єму його твердих частинок V_s , запишемо



$$V_p = V - V_s. \quad (1.9)$$

Тоді формула (1.8) набуде вигляду:

$$e = (V - V_s) / V_s = V / V_s - 1.$$

Підставляючи в отримане рівняння вираз $V = m_s / \rho_d$, що випливає з формули (1.5), і вираз $V_s = m_s / \rho_s$, що випливає з формули (1.1), отримаємо

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d = \rho_s / \rho_d - 1 \quad (1.10)$$

або з урахуванням (1.6)

$$e = (\rho_s / \rho)(1 + W) - 1. \quad (1.11)$$

Відмітимо важливі співвідношення, що випливають із визначення коефіцієнта пористості.

Знаючи коефіцієнт e , неважко вирахувати пористість n_p . Відповідно до формули (1.7) і з урахуванням того, що $V = V_s + V_p$, запишемо

$$I / n_p = V / V_p = (V_s + V_p) / V_p = (V_s / V_p) + 1.$$

Підставляючи в отримане рівняння вираз $1/e = V_s / V_p$, що випливає з формули (1.8), будемо мати

$$I / n_p = (I/e) + 1,$$

звідки

$$n_p = e / (I + e). \quad (1.12)$$

Цю формулу застосовують, наприклад, при розрахунку потрібної кількості цементного розчину для покращання ґрунтів цементацією, при розрахунку потрібної кількості бітуму для покращання їх бітумізацією тощо.

Для зміцнення ґрунтів, наприклад, заморожуванням необхідно знати не лише об'єм пор n_p , але й об'єм $n_s = V_s / V$ твердих частинок, що містяться в одиниці загального об'єму ґрунту. При $V=1$, відповідно до діаграми компонентного складу ґрунту (див. рис. 1.10,б), $n_p + n_s = 1$, а $n_s = 1 - n_p$. Тоді з урахуванням формули (1.12) отримаємо

$$n_s = I / (I + e). \quad (1.13)$$

Коефіцієнтом водонасичення ґрунту S_r називають виражене у відносних одиницях відношення об'єму води в порах V_w до об'єму пор V_p

$$S_r = V_w / V_p. \quad (1.14)$$

Виразивши об'єм води в порах через її масу m_w і густину ρ_w ($\rho_w = 1 \text{ г/см}^3$), з урахуванням залежності (1.9) і виразів для V і V_s , що випливають із формул (1.5) і (1.1), можна записати

$$S_r = \frac{m_w}{\rho_w V_p} = \frac{m_w}{\rho_w (V - V_s)} =$$



$$= \frac{m_w}{\rho_w m_s (1/\rho_d - 1/\rho_s)} = \frac{m_w}{\rho_w m_s} \frac{\rho_s}{(\rho_s - \rho_d)/\rho_d}. \quad (1.15)$$

На підставі формул (1.3) і (1.10) остаточно отримаємо

$$S_r = W \rho_s / (\rho_w e). \quad (1.16)$$

Прийнявши $S_r=1$ і використовуючи формулу (1.16), можна встановити вираз для **повної вологості ґрунту** W_{sat} , тобто вологості W , що відповідає повному заповненню пор ґрунту водою:

$$W_{sat} = \rho_w e / \rho_s. \quad (1.17)$$

1.4. Класифікаційні показники та класифікація ґрунтів

Класифікація ґрунтів основ служить базою при проведенні інженерно-геологічних розвідувальних робіт, а також при проектуванні, зведенні та експлуатації будівель і споруд.

Класифікуючи ґрунти, користуються різними показниками їхніх фізичних, фізико-хімічних і фізико-механічних властивостей. Ці показники називають **класифікаційними**.

На сьогоднішній день класифікація ґрунтів встановлена державним стандартом України ДСТУ Б В.2.1-2-96. Цей стандарт поширюють на всі ґрунти.

Класифікацію ґрунтів виконують за комплексом ознак:

клас - *за загальним характером структурних зв'язків*: виділяють чотири класи ґрунтів, а саме природні скельні ґрунти з жорсткими структурними зв'язками (кристалізаційними та цементаційними), природні дисперсні ґрунти з механічними та водно-колоїдними структурними зв'язками, природні мерзлі ґрунти з кріогенними структурними зв'язками, техногенні (скельні, дисперсні та мерзлі) ґрунти з різними структурними зв'язками, утвореними в результаті інженерної діяльності людини;

група - *за характером структурних зв'язків з урахуванням їхньої міцності*: наприклад, у класі природних скельних розрізняють скельні та напівскельні ґрунти, а в класі природних дисперсних - зв'язні та незв'язні;

підгрупа - *за походженням та умовами утворення*: наприклад, у групі скельних класу природних скельних розрізняють ґрунти магматичного (інтрузивні та ефузивні), метаморфічного та осадового походжень; у групі незв'язних класу техногенних дисперсних ґрунтів розрізняють природні переміщені та антропогенні утворення (насіпні та наливні);

тип - *за речовинним складом*: наприклад, у підгрупі осадових групи зв'язних класу природних дисперсних ґрунтів розрізняють мінеральні (силікатні, карбонатні, залізисті, полімінеральні), органомінеральні та органічні;

вид - *за найменуванням ґрунтів (з урахуванням розмірів частинок і показників властивостей)*: наприклад, у типі органомінеральних підгрупи осадових групи зв'язних класу природних дисперсних ґрунтів розрізняють мули,



різновид - за кількісними показниками речовинного складу, властивостей та структури ґрунтів: наприклад, глинисті ґрунти залежно від числа пластичності поділяють на супіски, суглинки та глини.

1.4.1. Природні скельні ґрунти. У класі природних скельних ґрунтів розрізняють дві групи: скельні та напівскельні.

До **скельних** ґрунтів відносять гірські породи, що складаються з одного чи декількох кристалічних мінералів (твердих частинок) із жорсткими кристалізаційними або цементаційними структурними зв'язками між ними та залягають у вигляді суцільного або тріщинуватого масиву. Міцність зв'язків у скельних ґрунтах дорівнює або й більше міцності самих твердих частинок.

У групі скельних виділяють магматичні (ефузивні та інтрузивні), метаморфічні та осадові ґрунти. У скельних ґрунтах магматичного, метаморфічного та в деяких ґрунтах осадового походження структурні зв'язки є кристалізаційними, зумовленими діями міжатомних сил. У більшості скельних ґрунтів осадового походження зв'язки цементаційні, що утворились унаслідок відкладання полікристалічних сполук (цементуючої речовини) у точках контактів твердих мінеральних частинок.

Таблиця 1.4 - Різновиди скельних ґрунтів

Різновиди скельних ґрунтів	Показники
А. За межею міцності на одноосовий тиск R_c, МПа:	
дуже міцні	$R_c > 120$
міцні	$50 < R_c \leq 120$
середньої міцності	$15 < R_c \leq 50$
маломіцні	$5 < R_c \leq 15$
Напівскельні ґрунти:	
зниженої міцності	$3 < R_c \leq 5$
низької міцності	$1 < R_c \leq 3$
дуже низької міцності	$R_c \leq 1$
Б. За щільністю скелета ρ_d, г/см³:	
дуже щільні	$> 2,5$
щільні	$2,1 < \rho_d \leq 2,5$
пухкі	$1,2 < \rho_d \leq 2,1$
дуже пухкі	$\rho_d \leq 1,2$
В. За коефіцієнтом вивітрюваності k_{wr}:	
невивітрілі	$k_{wr} > 1,00$
слабовивітрілі	$0,90 < k_{wr} \leq 1,00$
вивітрілі	$0,80 < k_{wr} \leq 0,90$
сильновивітрілі	$k_{wr} \leq 0,80$
Г. За ступенем розм'якшувальності k_{sof}:	
нерозм'якшувальні	$k_{sof} \geq 0,75$
розм'якшувальні	$k_{sof} < 0,75$
Д. За ступенем розчинності, г/л:	
нерозчинні	$< 0,01$
важкорозчинні	$0,01 \dots 1$
середньорозчинні	$> 1 \dots 10$
легкорозчинні	> 10
Е. За ступенем засоленості D_{sal}, %:	
незасолені	$D_{sal} \leq 2$
засолені	$D_{sal} > 2$



Якщо міцність скельного ґрунту на одноосьовий стиск $R_c < 5 \text{ МПа}$, то його називають **напівскельним**. У напівскельних ґрунтах жорсткі структурні зв'язки цементацийного типу. У групі напівскельних розрізняють магматичні ефузивні та осадові ґрунти.

До класифікаційних показників скельних ґрунтів відносять: межу міцності на одноосьовий стиск R_c ($R_c = N_{max}/A$, де N_{max} - максимальне руйнівне навантаження; A - площа початкового поперечного перерізу зразка); щільність скелета ρ_d (див. формулу (1.6)); коефіцієнт вивітрилості k_{wr} (відношення щільності вивітрилого ґрунту до щільності монолітного ґрунту); ступінь розм'якшувальності k_{sof} ($k_{sof} = R_{c,w}/R_c$, де $R_{c,w}$ і R_c - межі міцності ґрунту на одноосьовий стиск відповідно після насичення його водою та в повітряно-сухому стані); ступінь розчинності (характеристика, що відображає здатність ґрунтів розчинятись у воді та виражається в кількості водорозчинних солей); ступінь засоленості D_{sal} (сумарний вміст легко- та середньорозчинних солей у % від маси абсолютно сухого ґрунту). Різновиди скельних ґрунтів наведені в табл. 1.4.

1.4.2. Природні дисперсні ґрунти. До природних **дисперсних** ґрунтів відносять гірські породи, що складаються зі слабопов'язаних або взагалі не пов'язаних між собою окремих твердих мінеральних зернин (частинок і уламків порід) різного розміру. Міцність існуючих структурних зв'язків між мінеральними зернинами в багато (у десятки та сотні) разів менша міцності самих зернин. Дисперсні ґрунти утворюються внаслідок фізичного, хімічного й біологічного вивітрювання скельних ґрунтів із подальшим транспортуванням продуктів вивітрювання водним чи еоловим (повітряними течіями) шляхом та їхнього відкладання. У класі природних дисперсних вирізняють дві групи ґрунтів: незв'язні та зв'язні.

Незв'язні ґрунти. У групі незв'язних виділяють великоуламкові ґрунти та піски.

До **великоуламкових** відносять незцементовані мінеральні ґрунти, що містять понад 50% (за масою) уламків скельних порід (ґрунтів) із розмірами частинок більше 2 мм. Розрізняють великоуламкові ґрунти з піщаним і глинистим заповнювачами.

До **пісків** відносять незв'язні (сипкі) у сухому стані мінеральні ґрунти, що містять 50% і менше (за масою) частинок, крупніших за 2 мм, і практично не мають пластичних властивостей (ґрунт не розкошується в джгут діаметром 3 мм або число пластичності його $I_p = 0$).

Основними компонентами великоуламкових ґрунтів і пісків є глинисті (<0,005 мм), пилюваті (0,005...0,05 мм) і піщані (0,05...2 мм) частинки, а також уламки порід (>2 мм). До основних класифікаційних показників цих ґрунтів відносять їхній гранулометричний склад, ступінь неоднорідності гранулометричного складу, ступінь водонасичення, а для пісків ще й щільність будови.

Гранулометричним (зерновим) **складом** ґрунту називають кількісний (за масою) вміст у ньому груп твердих мінеральних частинок і уламків (фрак-

цій) різної крупності, виражений у відсотках по відношенню до загальної маси взятого для дослідження абсолютно сухого ґрунту (скелета).

Наразі розроблено багато способів гранулометричного аналізу ґрунтів (візуальний, ситовий, піпеточний, ареометричний, центрифугування та ін.), з яких найбільше розповсюдження в інженерно-геологічній практиці отримав ситовий метод. Цей метод полягає в просіюванні попередньо висушеної до постійної маси проби ґрунту ($m > 50$ г) у стандартному наборі сит з отворами 10; 5; 2; 1; 0,5; 0,25 і 0,1 мм. За гранулометричним складом великоуламкові ґрунти та піски поділяють на різновиди, що представлені в табл. 1.5.

Таблиця 1.5 - Різновиди великоуламкових ґрунтів і пісків за гранулометричним складом

Різновиди ґрунтів	Вміст уламків і мінеральних частинок	
	крупність d , мм	загальна маса сухого ґрунту, %
<i>Великоуламкові ґрунти</i>		
Валунні (якщо переважають неокатані частинки - глибісті)	>200	>50
Галечникові (якщо переважають неокатані частинки - щербисті)	>10	>50
Гравійні (якщо переважають неокатані частинки - жорсткі)	>2	>50
<i>Піски</i>		
Гравіюваті	>2	>25
Крупні	>0,50	>50
Середньої крупності	>0,25	>50
Дрібні	>0,10	≥75
Пилуваті	>0,10	<75
Примітки: 1. Встановлення назви ґрунту здійснюють послідовним підсумовуванням вмісту частинок: спочатку - крупніше 200 мм, потім - крупніше 10 мм, далі крупніше 2 мм і т.д. Назву встановлюють за першою задовільною ознакою. 2. За наявністю у великоуламкових ґрунтах піщаного (більше 40 %) або глинистого (більше 30%) заповнювачів у назві ґрунту необхідно вказувати й вид заповнювачів.		

Залежно від умісту в ґрунті частинок різних розмірів визначають **ступінь неоднорідності гранулометричного складу** C_U за формулою

$$C_U = d_{60} / d_{10}, \quad (1.18)$$

де d_{60} і d_{10} - діаметри, мм, менше яких у даному ґрунті міститься відповідно 60 і 10% (за масою) частинок.

Степінь неоднорідності гранулометричного складу не може бути менше одиниці та практично не буває більше 200. Чим менше C_U , тим ґрунт однорідніший. При $C_U < 3$ ґрунти вважають однорідними, при $C_U \geq 3$ - неоднорідними.

За існуючою класифікацією ґрунти залежно від ступеня водонасичення, що характеризується коефіцієнтом водонасичення S_r , поділяють на різновиди:

малого ступеня водонасичення $0 < S_r \leq 0,5$;
середнього ступеня водонасичення $0,5 < S_r \leq 0,8$;
насичені водою $0,8 < S_r \leq 1$.



Грунти називають насиченими водою при $S_r > 0,8$ тому, що вони не містять повітря, що сполучується з атмосферою. У зв'язку з тим, що нижче зони аерації глинисті ґрунти (за виключенням лесових) частіше всього мають $S_r > 0,8$, стан за водонасиченістю використовують як характеристику переважно для великоуламкових ґрунтів, пісків і лесових ґрунтів.

Піски за **щільністю будови** поділяють на щільні, середньої щільності та пухкі (табл. 1.6). Щільність будови може бути встановлена за коефіцієнтом пористості e .

Таблиця 1.6 - Різновиди пісків за щільністю будови

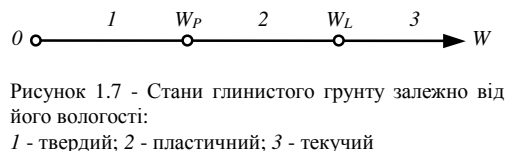
Різновиди пісків	Коефіцієнт пористості e		
	Піски гравіюваті, крупні та середньої крупності	Піски дрібні	Піски пілуваті
Щільні	$e < 0,55$	$e < 0,60$	$e < 0,60$
Середньої щільності	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$0,60 \leq e \leq 0,80$
Пухкі	$e > 0,70$	$e > 0,75$	$e > 0,80$

Зв'язні ґрунти. У групі зв'язних розрізняють три типи ґрунтів: мінеральні (силікатні, карбонатні, залізисті та полімінеральні), органомінеральні та органічні. Мінеральні представлені глинистими ґрунтами, органомінеральні - мулами, сапропелями та заторфованими ґрунтами, органічні - торфами.

До **глинистих** відносять зв'язні в сухому стані мінеральні тонкодисперсні ґрунти, що при зволоженні здатні набувати **пластичності** (пластичних властивостей), тобто здатності при певній вологості деформуватись під зовнішнім навантаженням і зберігати набуту форму після усунення навантаження без порушення структурної суцільності (число пластичності $I_p \geq 1$).

До складу глинистих ґрунтів входять у різних співвідношеннях глинисті ($< 0,005$ мм), пілуваті (0,05...0,005 мм) і піщані (2...0,05 мм) частинки. Властивості цих ґрунтів, головним чином, визначаються вмістом і мінеральним складом тонкодисперсних мономінеральних частинок глинистої фракції.

Для класифікації глинистих ґрунтів значення має не лише загальний зерновий склад і вміст твердих частинок глинистої фракції, а, головне - діапазон вологості, в якому змінюється пластичність ґрунту.



Залежно від умісту води стан (консистенція) глинистих ґрунтів може змінюватись й бути твердим, пластичним або

текучим (рис. 1.8). Перехід глинистих ґрунтів з однієї консистенції у другу відбувається при певних значеннях вологості, що отримали назву характерних вологостей або меж пластичності.

Нижня межа пластичності або **межа розкочування** W_p - це вологість, при незначному збільшенні якої ґрунт переходить із твердого стану в пластичний. При цій вологості ґрунтове тісто, розкочуване в джгут діаметром близько 3 мм, починає кришитись на окремі шматочки завдовжки 3...10 мм.

Верхня межа пластичності або **межа текучості** W_L - це вологість, при незначному збільшенні якої ґрунт переходить із пластичного стану в текучий. При цій вологості стандартний балансірний конус масою 76 г занурюється в ґрунтове тісто за 5 секунд на величину 10 мм.

До основних класифікаційних характеристик глинистих ґрунтів відносять число пластичності I_p , показник текучості I_L , відносну деформацію набрякання без навантаження ε_{sw} , відносну деформацію просідання ε_{sl} , відносний уміст органічної речовини I_p .

Число пластичності I_p являє собою інтервал вологості, в межах якого ґрунт знаходиться в пластичному стані, та визначається як різниця вагових вологостей (виражених у відсотках), що відповідають межі текучості й межі розкочування:

$$I_p = W_L - W_p. \quad (1.19)$$

За числом пластичності розрізняють такі різновиди глинистих ґрунтів:

супіски	$1 \leq I_p \leq 7$;
суглинки	$7 < I_p \leq 17$;
глини	$I_p > 17$.

Величина числа пластичності пов'язана з умістом у ґрунті глинистих частинок, а також із їхнім мінералогічним складом: чим більше таких частинок, тим більше число пластичності. У глинах уміст глинистих частинок складає понад 30%, у суглинках - від 10 до 30%, у супісках - від 3 до 10%. Ці межі можуть мінятись залежно від умісту глинистих мінералів (гідроліти, каолініти, монтморилоніти та ін.), що спричиняє труднощі у визначенні назви типу глинистого ґрунту лише за гранулометричним складом.

До найменування глинистого ґрунту залежно від числа пластичності I_p і вмісту (у % за масою) піщаних частинок розміром 2...0,5 мм можуть додаватись класифікаційні коментарі різновидів: піщанистий або пілуватий, легкий або важкий, а залежно від умісту твердих частинок крупніших, ніж 2 мм, класифікаційні коментарі: з галькою (щебенем), галечниковий (щебенистий) або гравійний (жорсткий).

Порівняння природної вологості ґрунту W із вологостями на межах розкочування W_p і текучості W_L дозволяють встановлювати його різновид за **показником текучості** (консистенції) I_L :

$$I_L = (W - W_p) / (W_L - W_p), \quad (1.20)$$

Залежно від значення I_L глинисті ґрунти можуть бути в різних станах, що визначають відповідно до табл. 1.7.

У виді глинистих виділяють різновиди ґрунтів, що виявляють специфічні

та несприятливі властивості при замочуванні: **набрякливі**, які здатні збільшуватись у об'ємі при замочуванні водою або будь-якою іншою рідиною навіть під навантаженням, і **просідні**, які при замочуванні водою або будь-якою іншою рідиною можуть отримувати додаткову вертикальну деформацію (просідати) під дією зовнішнього навантаження або власної ваги.

Таблиця 1.7 - Різновиди глинистих ґрунтів за показником текучості

Різновиди глинистих ґрунтів	Показник текучості I_L
<i>Супіски</i>	
Тверді	$I_L < 0$
Пластичні	$0 \leq I_L \leq 1$
Текучі	$I_L > 1$
<i>Суглинки та глини</i>	
Тверді	$I_L < 0$
Напівтверді	$0 \leq I_L \leq 0,25$
Тугопластичні	$0,25 < I_L \leq 0,5$
М'якопластичні	$0,5 < I_L \leq 0,75$
Текучопластичні	$0,75 < I_L \leq 1$
Текучі	$I_L > 1$

За **відносною деформацією набрякання без навантаження** (тобто вільного набрякання) ε_{sw} , що дорівнює відношенню збільшення висоти зразка ґрунту після вільного набрякання в умовах неможливості бокового розширення до його початкової висоти, виділяють такі різновиди глинистих ґрунтів:

ненабрякливі $\varepsilon_{sw} < 0,04$;
 слабонабрякливі $0,04 \leq \varepsilon_{sw} < 0,08$;
 середньонабрякливі $0,08 \leq \varepsilon_{sw} < 0,12$;
 сильнонабрякливі $\varepsilon_{sw} > 0,12$.

За **відносною деформацією просідання** ε_{sl} , що визначається як відношення різниці висот зразка відповідно природної вологості та після його повного водонасичення при певному тиску до висоти зразка природної вологості, розрізняють такі різновиди глинистих ґрунтів:

непросідні $\varepsilon_{sl} < 0,01$;
 просідні $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

Серед групи зв'язних ґрунтів виділяють їхні особливі типи: **органомінеральні** - мули, сапропелі, заторфовані ґрунти - та **органічні** - торфи, які містять **органічні речовини** - органічні сполуки, що входять до складу ґрунту у вигляді нерозкладених залишків рослинних і тваринних організмів, а також продуктів їхнього розкладання та перетворення (гумусу).

Мули - водонасичені сучасні осади переважно морських акваторій, що містять органічну речовину у вигляді рослинних залишків і гумусу. Зазвичай верхні шари мулу мають коефіцієнт пористості $e \geq 0,9$, текучу консистенцію ($I_L > 1$), вміст частинок менше 0,01 мм складає 30...50% (за масою).



Як і для глинистих ґрунтів, різновиди мулів установлюють за числом пластичності I_p і коефіцієнтом пористості e та при цьому розрізняють:

мули супіщані $e \geq 0,8$;

мули суглинисті $e \geq 1,0$;

мули глинисті $e \geq 1,5$.

Сапропелі - прісноводні мули, що утворились на дні застійних водоймищ із продуктів розкладання рослинних і тваринних організмів та містять більше 10% (за масою) органічної речовини у вигляді рослинних залишків і гумусу. Сапропель характеризується високими значеннями коефіцієнта пористості ($e > 3$), текучою консистенцією ($I_L > 1$) і високою дисперсністю - уміст частинок крупніше за 0,25 мм зазвичай не перевищує 5% (за масою).

За **відносним умістом** (за масою) **органічної речовини** I_r (відношенням маси органічної речовини, що міститься в зразку абсолютно сухого ґрунту, висушеного при температурі 100...105⁰С, до маси абсолютно сухого ґрунту) сапропелі поділяють на різновиди:

мінеральні $0,1 < I_r \leq 0,3$

середньомінеральні $0,3 < I_r \leq 0,5$

слабомінеральні $I_r > 0,5$

До **заторфованих** відносять піски та глинисті ґрунти, що містять 10...50% (за масою) торфу.

Різновид заторфованих пісків визначають за гранулометричним складом так само, як і власне пісків. Різновид заторфованих глинистих ґрунтів виділяють за числом пластичності I_p мінеральної частини після видалення органічних речовин так само, як власне супісків, суглинків і глин. Крім того, різновид заторфованих ґрунтів визначають за **відносним умістом органічної речовини** I_r (табл. 1.8).

Таблиця 1.8 - Різновиди пісків і глинистих ґрунтів за відносним умістом органічної речовини

Різновиди ґрунтів	Відносний вміст органічної речовини I_r	
	піски	глинисті ґрунти
Сильнозаторфовані	---	$0,40 < I_r \leq 0,50$
Середньозаторфовані	---	$0,25 < I_r \leq 0,40$
Слабозаторфовані	---	$0,10 < I_r \leq 0,25$
З домішкою органічних речовин ...	$0,03 < I_r \leq 0,10$	$0,05 < I_r \leq 0,10$

Якщо вміст органічних речовин у пісках від 3 до 10% (за масою), а в глинистих ґрунтах - від 5 до 10%, то до назви ґрунту додають класифікаційний коментар різновиду - "із домішками органічних речовин".

Ще різновиди заторфованих пісків і глинистих ґрунтів виділяють відповідно за коефіцієнтом водонасичення S_r (так само, як і різновиди власне пісків) і за відносною деформацією набрякання без навантаження ε_{sw} (так само, як і різновиди власне глинистих ґрунтів).

Торфи - органічні ґрунти, що утворились у результаті природного відми-
рання та неповного розкладання багнових рослин в умовах підвищеної воло-
гості та нестачі кисню й містять 50% (за масою) і більше органічних речовин.

За **ступенем розкладання органічної речовини** D_{dp} (відношення маси
безструктурної частини торфу, що повністю розкладалась, до загальної маси
торфу) і **за ступенем зольності** D_{as} (відношення маси мінеральної частини
торфу до загальної маси торфу в абсолютно сухому стані) торфи поділяють на
різновиди (табл. 1.9).

Т а б л и ц я 1.9 - Різновиди торфу за ступенем розкладання та ступенем зольності

Різновиди торфів	Класифікаційні показники
<i>За ступенем розкладання D_{dp}, %</i>	
Слаборозкладений	$D_{dp} < 20$
Середньорозкладений	$20 \leq D_{dp} \leq 45$
Сильнорозкладений	$D_{dp} > 45$
<i>За ступенем зольності D_{as}, %</i>	
Нормальнозольний	$D_{as} < 20$
Високозольний	$D_{as} \geq 20$

Слід зазначити, що в групах незв'язних і зв'язних ґрунтів, є такі, що ха-
рактеризуються спільними класифікаційними показниками. Це стосується,
наприклад, **здимальних** ґрунтів, які при переході з талого у мерзлий стан збі-
льшуються в об'ємі внаслідок утворення кристалів льоду. Різновиди цих ґру-
нтів визначають за **відносною деформацією морозного здимання** (відношен-
ням різниці висот зразка відповідно мерзлого та талого ґрунту до початкової
висоти зразка талого ґрунту до замерзання) ε_{η} (табл. 1.10).

Т а б л и ц я 1.10 - Різновиди природних дисперсних ґрунтів за відносною деформацією
морозного здимання

Різновиди ґрунтів	Відносна деформація здимання ε_{η}	Характеристика ґрунтів
Практично нездимальний	$< 0,1$	Глинисті при $I_L \leq 0$. Піски гравіоваті, крупні та середньої крупності, піски дрібні та пилуваті при $S_r \leq 0,6$, а також піски дрібні та пилуваті, що містять менше 15% (за масою) частинок, дрібніше ніж 0,05 мм (незалежно від значення S_r). Великоуламкові із заповнювачем до 10%.
Слабоздимальний	$0,01 \dots 0,035$	Глинисті при $0 < I_L \leq 0,25$. Піски пилуваті та дрібні при $0,6 < S_r \leq 0,8$. Великоуламкові із заповнювачем (глинистим, піском дрібним і пилуватим) від 10 до 30% (за масою).
Середньоздимальний	$0,035 \dots 0,07$	Глинисті при $0,25 < I_L \leq 0,5$. Піски пилуваті та дрібні при $0,8 < S_r \leq 0,95$. Великоуламкові із заповнювачем (глинистим, піском дрібним і пилуватим) більше ніж 30% (за масою).
Сильно- та надмірноздимальний ...	$> 0,07$	Глинисті при $I_L > 0,5$. Піски пилуваті та дрібні при $S_r > 0,95$.



1.4.3. Природні мерзлі ґрунти. Якщо ґрунт має мінусову або нульову температуру, містить у своєму складі видимі льодяні включення та (або) лід-цемент і характеризується кріогенними (гр. *kryos* - мороз, лід) структурними зв'язками, то його називають **мерзлим**. Ґрунт, що знаходиться в мерзломому стані впродовж трьох і більше років, має назву **багаторічномерзлого (вічно-мерзлого)**. Якщо ґрунт знаходиться в мерзломому стані періодично лише впродовж холодного сезону - його називають **сезонномерзлим**.

У класі мерзлих розрізняють чотири групи ґрунтів: скельні, напівскельні, зв'язні та льодяні. Скельні, напівскельні та зв'язні об'єднують у підгрупу промерзлих ґрунтів (магматичного (інтрузивні та ефузивні), метаморфічного та осадового походжень). У групі ж льодяних виділяють три підгрупи ґрунтів: конституційні (внутрішньогрунтові), поховальні та печерно-жильні.

Типи та види групи скельних, напівскельних і зв'язних ґрунтів класу природних мерзлих виділяють як типи та види ґрунтів відповідних груп класу природних скельних і дисперсних з урахуванням специфічних особливостей - наявності льодових включень та ін.

У підгрупах льодяних ґрунтів, які об'єднують у тип льодів, розрізняють: у підгрупі конституційних (внутрішньогрунтових) - сегрегаційні, ін'єкційні та льодовикові льоди; в підгрупі поховальних - налідні, річні, озерні, морські, донні та інфільтраційні (сніжні) льоди; в підгрупі печерно-жильних - жильні, повторно-жильні та печерні льоди.

До класифікаційних показників мерзлих ґрунтів відносять льодистість за рахунок видимих льодяних включень i_i (відношення об'єму видимих льодяних включень, що міститься в ньому, до об'єму мерзлого ґрунту), температурно-міцнісні властивості, ступінь засоленості D_{sol} (характеристика, що визначає кількість водорозчинних солей у ґрунті, %), кріогенну текстуру (сукупність ознак складу мерзлого ґрунту, що зумовлена орієнтуванням, відносним розташуванням і розподілом різних за формою та розмірами льодяних включень і льоду-цементу).

1.4.4. Техногенні ґрунти. Цей клас ґрунтів представлений скельними, дисперсними та мерзлими ґрунтами. У свою чергу в техногенних скельних і мерзлих виділяють групи скельних і напівскельних ґрунтів, у техногенних дисперсних - групи зв'язних і незв'язних ґрунтів. Класифікація техногенних ґрунтів за підгрупами, типами та видами представлена в табл. 1.11.

Різновиди техногенних ґрунтів з урахуванням їхніх властивостей і специфічних особливостей виділяють так само, як відповідні різновиди класів природних ґрунтів.

Періоди часу, необхідні для самоущільнення насипних ґрунтів від їхньої власної ваги, наведені в табл. 1.12.

Таблиця 1.11 - Групи, підгрупи, типи та види техногенних ґрунтів

Група	Підгрупа		Тип	Вид
Техногенні скельні ґрунти				
Скельні Напів- скельні	Природні утворення, змінені в умовах природного залягання фізичними або фізико-хімічними впливами		Такі самі, що й для природних скельних ґрунтів	
Техногенні дисперсні ґрунти				
Зв'язні	Природні утворення, змінені в умовах природного залягання фізичними або фізико-хімічними впливами		Такі самі, що й для природних дисперсних ґрунтів	
Незв'язні	Природні переміщені утворення	Насипні		
		Намивні		
	Антропогенні утворення	Насипні	Відходи виробничої та господарської діяльності	Побутові та промислові (будівельні відходи, шлаки, шлами, золи та ін.) відходи
		Намивні		
Техногенні мерзлі ґрунти				
Скельні Напів- скельні	Природні утворення, змінені в умовах природного залягання фізичними (тепловими) або фізико-хімічними впливами		Такі самі, що й для природних мерзлих ґрунтів	Усі види природних скельних ґрунтів

Таблиця 1.12 - Періоди часу для самоущільнення насипних ґрунтів

Насипні ґрунти	Період часу, необхідний для самоущільнення ґрунтів, роки
Планомірно зведені насипи (при їхній ущільненості) із:	
пісків	0,5...2
глинистих ґрунтів	2...5
Відвали ґрунтів і відходів виробництва із:	
пісків	2...5
глинистих ґрунтів	10...15
шлаків і формувальної землі	2...5
золи та колошникового пилу	5...10
Звали ґрунтів і відходів виробництва з:	
пісків і шлаків	5...10
глинистих ґрунтів	10...30

2. МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

Механічними називають властивості, що визначають опір ґрунту деформуванню та руйнуванню при зовнішніх впливах (силових впливах, впливах води, температури тощо).



2.1. Основні закономірності механіки ґрунтів

У ґрунтовому масиві постійно діють напруження від власної ваги ґрунту, що спричиняють його деформації. У більшості ґрунтів такі деформації завершуються, як правило, задовго до початку будівництва в процесі формування ґрунтових відкладів. Крім того, від дії зовнішніх навантажень, що передаються на основу зведеними на ній будівлями та спорудами, ґрунт зазнає напружень, що призводять до його додаткової деформації.

У ґрунтах мають місце як загальні деформації, властиві всім суцільним тілам, так і деформації, пов'язані з взаємним переміщенням окремих твердих ґрунтових частинок та їхніх агрегатів. Якщо під навантаженням структурні зв'язки не руйнуються, то ґрунт деформується як суцільне тіло. У випадку руйнування структурних зв'язків деформації відбуваються, головним чином, за рахунок взаємного переміщення окремих частинок ґрунту. Тому крім загальновідомих закономірностей деформування суцільних тіл для ґрунтів застосовують окремі закономірності, що зумовлені властивостями ґрунтів як дисперсних систем.

Так, при розгляді процесу деформування ґрунту від дії вертикальних нормальних стискаючих напружень, із якими найчастіше доводиться мати справу в практиці проектування основ і фундаментів, необхідно враховувати зменшення об'єму пор, тобто додатково розглядати **закон ущільнення** (закон компресії).

Деформування ґрунтів від дії дотичних напружень, розглядають порівняно рідко, зазвичай коли цікавляться опором їхнього зсуву при граничному напруженому стані. Цей опір залежить від кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення ґрунтів, які визначають відповідно до **закону опору ґрунту зсуву**.

Як деформівність ґрунтів впродовж часу, так і їхній опір зсуву залежать від частин напружень, що передаються на скелет ґрунту та воду, що міститься в порах ґрунту. Порова вода під дією виникаючого в ній тиску поступово видаляється та передає його на скелет ґрунту. Тому деформівність ґрунтів та їхній опір зсуву залежать від фільтраційних властивостей ґрунту. Крім того, в багатьох випадках у будівельній практиці необхідно розраховувати приплив ґрунтових вод до водозабірних споруд або дренаж, що зумовлює необхідність використання **закону фільтрації порової води**.

Для деяких так званих структурно нестійких ґрунтів, структура яких порушується при замочуванні, динамічних впливах, відтаванні та ін., доводиться розглядати закономірності, що визначають характер їхньої деформівності - **закономірності руйнування структури**.

Використання зазначених трьох законів, а також закономірностей руйнування структурно нестійких ґрунтів дозволяє разом із рівняннями теоретичної механіки та механіки суцільних тіл розв'язувати більшість задач механіки ґрунтів. У табл. 2.1 показані основні залежності механіки ґрунтів, розкрита їхня фізична суть і практичне застосування.

Таблиця 2.1 – Основні закономірності механіки ґрунтів

Властивості ґрунтів	Назва закону	Показники	Практичне застосування в механіці ґрунтів
Стисливість	Закон ущільнення	Коефіцієнт стисливості та модуль деформації	Розрахунки осідань основ будівель і споруд
Контактний опір зсуву	Закон опору зсуву (закон Кулона)	Кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення	Розрахунки міцності та стійкості основ
Водопроникність	Закон ламінарної фільтрації (закон Дарсі)	Коефіцієнт фільтрації	Розрахунки осідання в часі водонасичених ґрунтових основ, припливу ґрунтових вод до будівель і споруд, дренажу
Структурно-фазова деформівність	Закономірності порушення структури	Коефіцієнти деформівності	Розрахунки деформацій і напружень структурно нестійких ґрунтів

2.2. Стисливість ґрунтів

2.2.1. Фізичні уявлення про стисливість ґрунтів. Показники стисливості ґрунтів. Методи дослідження на стиск. У ґрунті, що піддається стиску, одночасно відбуваються такі основні процеси:

зближення та взаємні зсуви (переміщення) структурних агрегатів і окремих ґрунтових частинок із руйнуванням утримуючих їх зв'язків, що супроводжуються їхнім більш щільним укладанням і зміною орієнтації;

обтискання й руйнування структурних агрегатів і самих твердих частинок ґрунту (особливо в точках їхніх контактів), пов'язане з його ущільненням;

витискання вільної води та повітря з пор ґрунту, що супроводжується більш щільним укладанням його твердих компонентів й призводить до зменшення пористості ґрунту;

стиск і витискання плівок адсорбованої води у точках взаємного дотику (точках контакту) твердих частинок ґрунту;

стиск і часткове розчинення кульок повітря, що защемлені у порах ґрунту й не мають можливості витискання.

Роль кожного з цих явищ у загальному процесі деформування залежить від багатьох факторів: гранулометричного складу ґрунту, його щільності будови, вологості та ін.

Деякі із зазначених вище деформацій є необоротними (залишковими), інші частково відновляються після усунення навантаження (тобто є пружними).

До **необоротних деформацій** відносять: зближення, взаємні зсуви й руйнування структурних агрегатів і самих ґрунтових частинок; витискання із ґрунту повітря, що має вільний вихід на поверхню, а в окремих випадках - і порової води (у повністю водонасичених ґрунтах).

Деформаціями ґрунту, що частково відновляються після усунення навантаження є такі: деформації самих твердих частинок; стиск порової води, що



містить розчинене повітря, та защемлених об'ємів повітря; деформації плівок зв'язаної води. Ці деформації, як правило, у багато разів менші за залишкові.

Враховуючи те, що тверді структурні елементи ґрунту при дії навантаження не змінюють свого об'єму, а лише займають нові, більш стійкі положення, можна вважати, що **при стиску ґрунту необоротні деформації спричиняють його ущільнення, тобто зменшення об'єму ґрунту, яке у свою чергу відбувається лише за рахунок зменшення об'єму пор.**

Особливість пружних деформацій ґрунтів - уповільненість їхнього протікання на відміну від пружних деформацій інших нелінійно деформованих матеріалів, які відбуваються дуже швидко й приймаються в будівельній механіці миттєвими.

Необоротні деформації ґрунтів називають пластичними, хоча це і не зовсім відповідає поняттю, що вкладається в цей термін у будівельній механіці, де до категорії пластичних відносять лише необоротні деформації зміни форми тіла при збереженні постійного об'єму.

Основними кількісними показниками стисливості ґрунту є **деформаційні характеристики** - структурна міцність стиску, коефіцієнт стисливості, коефіцієнт бокового розширення, модуль деформації. Ці характеристики залежать від багатьох факторів (щільності будови ґрунту, його вологості тощо) і встановлюються, як правило, дослідним шляхом. Вони можуть бути визначені компресійними дослідженнями ґрунту, його випробуваннями на одноосьовий та триосьовий стиски. Їхній правильний вибір має першорядне значення для практики, адже він зумовлює точність розрахунків деформацій основ будівель і споруд.

2.2.2. Одноосьовий стиск ґрунту. Випробування зразків на одноосьовий вільний стиск є найпростішими та застосовуються для міцних скельних, напівскельних і щільних глинистих ґрунтів, із яких можна відокремити зразок циліндричної форми. Особливістю таких випробувань є відсутність бокового тиску, тобто можливість вільних бокових деформацій зразків (рис. 2.1).

Відносну вертикальну деформацію зразка обчислюють за формулою

$$\varepsilon_{z,i} = \Delta h_i / h = (h - h'_i) / h,$$

де Δh_i - величина абсолютної вертикальної деформації укорочення зразка; h - початкова висота зразка.

Зв'язок між вертикальними нормальними стискаючими напруженнями та відносними вертикальними деформаціями встановлюють відповідно до закону Гука у вигляді

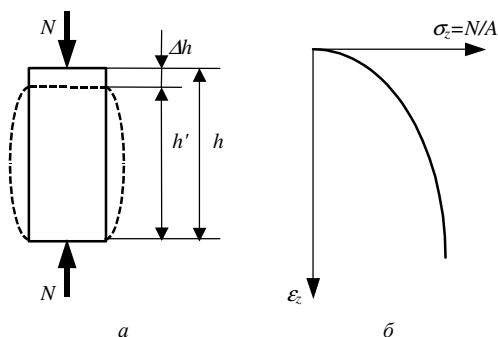


Рисунок 2.1 - Випробування ґрунтів на одноосьовий стиск:

а - схема випробування, б - діаграма деформування



$$\sigma_{z,i} = \varepsilon_{z,i} E,$$

де E - модуль загальної деформації ґрунту (модуль Юнга).

Очевидно, що таке випробування може дати уявлення лише про деформування ґрунту в пружній стадії, але не відповідає його роботі в масиві при розвиненні деформацій, що наближаються до своїх граничних значень, і тим більше, не може характеризувати несучу здатність ґрунту.

2.2.3. Компресійні випробування ґрунтів. Компресійні випробування - найбільш розповсюджений вид досліджень стисливості ґрунтів, які виконують у лабораторних умовах. Зразок ґрунту випробовують у жорсткому металевому ґрунтовідбірному кільці компресійного приладу (одометра) (рис. 2.2). При дії вертикального тиску p забезпечується деформування ґрунту лише у вертикальному напрямку, без можливості його бокового розширення. При

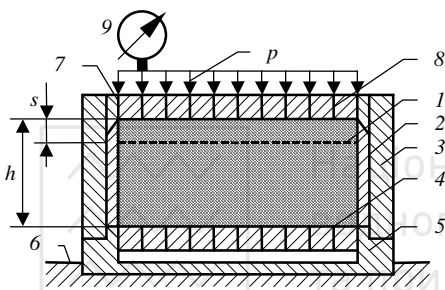


Рисунок 2.2 - Схема приладу для компресійних випробувань ґрунтів (одометру):

1 - зразок ґрунту; 2 - жорстке ґрунтовідбірне кільце; 3 - обойма-корпус; 4 - фільтр; 5 - піддон; 6 - станина; 7 - направляюче кільце; 8 - фільтр-штамп; 9 - індикатор

такій схемі має місце лише компресія, тобто ущільнення ґрунту (зменшення його об'єму). Характер деформування ґрунту в компресійному приладі відповідає умовам стиску розташованого на нестисливій підстеляючій основі шару ґрунту нескінченних розмірів при рівномірно розподіленому по всій його поверхні навантаженні.

Для зменшення впливу сил тертя ґрунту 1 об стінку кільця 2 компресійного приладу діаметр ґрунтового зразка повинен бути в 3...4 рази більшим висоти. Вільне відведення води при стиску ґрунту здійснюється через фільтри 4 і 8 у вигляді перфорованих дисків. При випробуваннях водонасичених ґрунтів одометр із зразком розміщують у ванні з водою для усунення капілярного тиску та запобігання висиханню ґрунту. Хімічний склад води повинен відповідати природній воді. Випробування не повністю водонасичених ґрунтів проводять без заливання одометра водою.

Випробування виконують шляхом прикладання вертикального тиску p ступенями (у межах 0,01...0,1 МПа залежно від природного стану ґрунту) за допомогою пресів і вимірювання одержаних вертикальних переміщень s_i штампа 8 індикатором 9. Навантаження на кожному ступені витримують до повної стабілізації деформацій. У пісках цей процес проходить швидко, і час стабілізації вимірюється хвилинами, а в глинистих ґрунтах може тривати декілька днів.

Випробування виконують шляхом прикладання вертикального тиску p ступенями (у межах 0,01...0,1 МПа залежно від природного стану ґрунту) за допомогою пресів і вимірювання одержаних вертикальних переміщень s_i штампа 8 індикатором 9. Навантаження на кожному ступені витримують до повної стабілізації деформацій. У пісках цей процес проходить швидко, і час стабілізації вимірюється хвилинами, а в глинистих ґрунтах може тривати декілька днів.

По вертикальних переміщеннях s_i штампа можна визначити зв'язок між тиском p_i і відносними деформаціями зразка ґрунту $\varepsilon_i = s_i / h$. Але зважаючи на

те, що стиск відбувається лише за рахунок зменшення об'єму пор ґрунту (деформації самих твердих частинок при звичайних навантаженнях від будівель і споруд дуже малі порівняно зі зміною об'єму пор), залежність $e_i \sim p_i$ можна отримати, використавши вираз

$$e_i = e_0 - \Delta e_i = e_0 - \Delta V_{p,i} / V_s, \quad (2.1)$$

де e_0 - початковий коефіцієнт пористості; Δe_i - зміна коефіцієнта пористості при відповідній зміні ущільнюючого тиску; $\Delta V_{p,i}$ - зміна об'єму пор; V_s - об'єм твердих частинок у зразку.

При неможливості бокового розширення ґрунту зміна об'єму пор буде $\Delta V_{p,i} = s_i A$ (A - площа зразка, см^2), об'єм твердих частинок у зразку складе $V_s = n_s A h = A h / (1 + e_0)$ (див. формулу (1.13)). Зважаючи на це, залежність (2.1) набуде вигляду

$$e_i = e_0 - (1 + e_0) s_i / h. \quad (2.2)$$

За цією формулою можна розраховувати значення коефіцієнта пористості для будь-якого прикладеного тиску. Після одержання значень e_i при різних тисках p_i можна побудувати графічну залежність $e_i = f(p_i)$, що має назву **компресійної кривої** (ще її називають кривою ущільнення). Загальний вигляд компресійної кривої показаний на рис. 2.3.

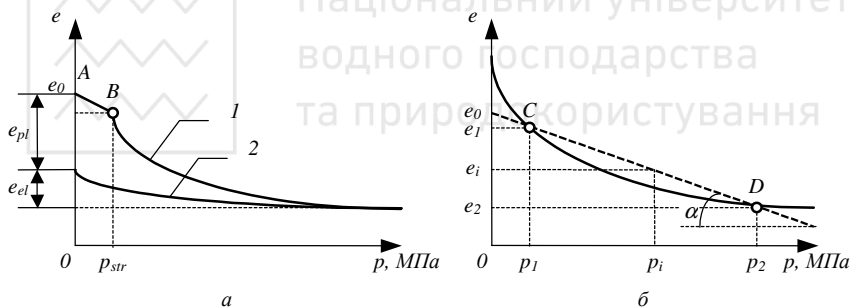


Рисунок 2.3 - Компресійні криві:

a - загальний вигляд; b - схема для визначення коефіцієнта стисливості; 1 - вітка навантаження (ущільнення); 2 - вітка розвантаження (розущільнення); p_{str} - структурна міцність тиску; e_{el} - зміна коефіцієнта пористості за рахунок пружних деформацій; e_{pl} - зміна коефіцієнта пористості за рахунок залишкових деформацій

Якщо при випробуванні ґрунтового зразка значення ущільнюючого тиску не перевищує так званої структурної міцності, зумовленої наявністю, головним чином, жорстких кристалізаційних і цементаційних структурних зв'язків між твердими частинками, то ґрунт зазнає лише пружного деформування. Близька до лінійного окреслення компресійна крива йде з невеликим нахилом до осі p (відрізок AB кривої 1 на рис. 2.3, a). На цьому етапі після усунення навантаження початкова висота зразка повністю відновляється, компресійна крива повертається у вихідну точку. Тобто при тисках, що менші структурної міцності, процеси ущільнення не розвиваються. Різкий перегин компресійної

лінії та подальша її криволінійна форма вказують на те, що зовнішній тиск подолав структурну міцність унаслідок руйнування везикуляризованих крихких структурних зв'язків між частинками, і має місце процес ущільнення ґрунту під навантаженням. Точка перегину на осі p відповідає **структурній міцності тиску** p_{str} . Величина цієї важливої характеристики у деяких ґрунтів може бути взагалі відсутньою або бути дуже малою (0,01...0,05 МПа), тому для її виявлення необхідно ретельно зберігати природну структуру при відбиранні та збереженні ґрунтових зразків, а випробовувати їх до досягнення p_{str} дуже малими ступенями ущільнюючого тиску (приблизно 0,002...0,010 МПа).

Якщо після закінчення стиску зразок ґрунту розвантажувати та витримувати до умовно повної стабілізації на кожному ступені, то висота зразка буде збільшуватись. Отже, збільшується й коефіцієнт пористості ґрунту, тобто ґрунт розущільнюється за рахунок відновленої частини деформацій (пружних деформацій). За результатами їхнього вимірювання будують **зворотню компресійну криву** (ще її називають декомпресійною кривою або кривою розущільнення) (крива 2 на рис. 2.3,а). Розташування вітки розущільнення набагато нижче вітки ущільнення свідчить про те, що ґрунт не є пружним тілом і може мати значні необоротні (залишкові) деформації.

Вітка завантаження необхідна для прогнозування очікуваного ущільнення ґрунтів основ, тобто для прогнозування осідань основ будівель і споруд, а вітка розвантаження - для прогнозування можливого підняття ґрунтової основи при зменшенні на неї статичного тиску (наприклад, для визначення величини підняття дна відритих глибоких котлованів).

У багатьох випадках у межах порівняно невеликих змін тисків (0,1...0,3 МПа) від природного значення (власної ваги певної товщі ґрунту) p_1 до значення p_2 , що виникає в ґрунті після зведення будівлі або споруди, компресійну криву ґрунту не порушеної структури з достатньою для практичних цілей точністю можна замінити січною прямою лінією CD (рис. 2.3,б). Відповідно до позначень на рисунку рівнянням цієї прямої буде

$$e_i = e_0 - p_i \operatorname{tg} \alpha. \quad (2.3)$$

Тангенс кута нахилу відрізка компресійної кривої до осі тисків $\operatorname{tg} \alpha$ характеризує стисливість ґрунту в діапазоні напружень від p_1 до p_2 . Ця величина носить назву **коефіцієнта стисливості** або коефіцієнта ущільнення ґрунту та позначається m_0 , тобто

$$m_0 = \operatorname{tg} \alpha. \quad (2.4)$$

Коефіцієнт стисливості може бути виражений через значення p і e для крайніх точок C і D прямолінійного відрізка (рис. 2.3,б):

$$m_0 = (e_1 - e_2) / (p_2 - p_1) \quad (2.5)$$

або, позначивши $p_2 - p_1 = p$ (де p - приріст тисків або так званий **діючий тиск**), будемо мати

$$m_0 = (e_1 - e_2) / p, \quad (2.6)$$



тобто **коефіцієнт стисливості дорівнює відношенню зміни коефіцієнта пористості до величини діючого тиску.**

Коефіцієнт стисливості - найважливіша розрахункова характеристика деформівності ґрунтів, яку використовують для визначення осідань основ будівель і споруд. За його допомогою також можна робити наближену якісну оцінку ґрунту основи. Так, залежно від величини коефіцієнта стисливості вирізняють такі ґрунти:

малостисливі..... $m_0 \leq 0,05 \text{ МПа}^{-1}$;
середньостисливі..... $0,05 < m_0 \leq 0,5 \text{ МПа}^{-1}$;
сильностисливі..... $m_0 > 0,5 \text{ МПа}^{-1}$.

Підставляючи в рівняння (2.3) натомість $\text{tg } \alpha$ величину m_0 , отримаємо рівняння січної прямої, що близька до компресійної кривої на ділянці CD , у вигляді

$$e_i = e_0 - m_0 p_i. \quad (2.7)$$

Для будь-якої компресійної кривої справедливий вираз (2.2). Якщо січна CD (див. рис. 2.3,б) близька до експериментальної кривої, то можна прийняти, що початковий параметр прямої e_0 дорівнює початковому коефіцієнту пористості, та, використавши вираз (2.2), записати

$$e_i = e_0 - (1 + e_0) s_i / h, \quad (2.8)$$

де e_0 - початковий параметр прямої; s_i - осідання зразка за січною CD при зміні тиску від 0 до p_i .

Зі співставлення виразів (2.7) і (2.8) отримаємо

$$m_0 p_i = (1 + e_0) s_i / h, \quad (2.9)$$

звідки

$$m_0 / (1 + e_0) = s_i / (h p_i). \quad (2.10)$$

Права частина рівняння (2.10) являє собою відносну об'ємну деформацію ґрунту s_i / h , віднесена до одиниці тиску p_i . Ліву частину цього рівняння позначають літерою m_v і називають **коефіцієнтом відносної стисливості**:

$$m_v = m_0 / (1 + e_0) = s_i / (h p_i), \quad (2.11)$$

де s_i - осідання зразка при зміні тиску від 0 до p_i за компресійною кривою.

Параметри m_0 і m_v вимірюються в одиницях, обернених до одиниць тиску, тобто в МПа^{-1} , і характеризують стисливість ґрунтів без можливості бокового розширення.

2.2.4. Закон ущільнення та лінійна деформівність ґрунту. Рівняння (2.7) описує зміну коефіцієнта пористості лише для спрямленої ділянки компресійної кривої, тому є рівнянням наближеним. Якщо ж зміни тисків будуть нескінченно малими, то зміни коефіцієнта пористості будуть точно пропорційні зміні тиску. Диференціюючи рівняння (2.7), отримаємо

$$de = -m_0 dp. \quad (2.12)$$

Отримане співвідношення називають **законом ущільнення** (компресії) **грунтів** і формулюють таким чином: **нескінченно мала зміна коефіцієнта пористості** (відносного об'єму пор ґрунту) **прямо пропорційна нескінченно малій зміні тиску**.

Цей закон має особливо важливе значення в механіці ґрунтів і покладається в основу встановлення низки її фундаментальних положень: принципу лінійної деформівності, принципу гідроємності, диференціального рівняння консолідації тощо.

Принцип лінійної деформівності ґрунту в межах невеликих змін тисків, що в більшості випадків має місце в ґрунтах основ будівель та споруд, витікає з виразу (2.11) і має математичний вигляд

$$m_v p_i = s_i / h. \quad (2.13)$$

Права частина цього рівняння є відносною деформацією ґрунту. Оскільки для визначеного ґрунту та певної зміни тиску величина m_v постійна, то очевидно, що відносна деформація ґрунту прямо пропорційна тиску. Отже, **при певній зміні тиску ґрунт можна вважати лінійно деформівним тілом**.

Однак бувають випадки, коли це положення призводить до значного розходження між розрахованими деформаціями та деформаціями, що спостерігаються в дійсності. Останнім часом активно проводяться дослідження з урахування нелінійної залежності між напруженнями та деформаціями ґрунту, однак ці розв'язання ще не увійшли в практику розрахунків.

2.2.5. Загальний випадок компресійної залежності. Принцип гідроємності. В загальному випадку зміна коефіцієнта пористості e_i ґрунту, розміщеного в жорсткому кільці одометра при компресійному випробуванні (див. формулу (2.3)), буде залежати не лише від величини нормальних вертикальних стискаючих напружень $\sigma_{z,i}$ (вертикального тиску p_i), але і від нормальних

горизонтальних стискаючих напружень $\sigma_{y,i}$ та $\sigma_{x,i}$ (реакцій жорстких стінок кільця у вигляді бокового тиску q_i , який з усіх сторін однаковий). Таким чином, якщо зі зразка ґрунту відокремити елемент у вигляді паралелепіпеда, то він буде стиснутий по трьох взаємно перпендикулярних напрямках (рис. 2.4).

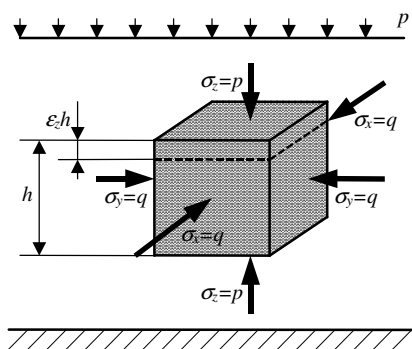


Рисунок 2.4 - Схема напружень у відокремленому елементі ґрунту при дії суцільного рівномірно розподіленого навантаження

На підставі узагальненого закону Гука відносно укорочення у вертикальному та горизонтальному напрямках елемента ґрунту, вважаючи його лінійно деформівним і приймаючи, що $\sigma_{y,i} = \sigma_{x,i} = q_i$, можна виразити таким чином:



$$\begin{aligned}\varepsilon_{z,i} &= \frac{\sigma_{z,i}}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_{x,i} + \sigma_{y,i}) = \frac{1}{E}[\sigma_{z,i} - \mu(\sigma_{x,i} + \sigma_{y,i})] = \frac{1}{E}(p_i - 2\mu q_i), \\ \varepsilon_{y,i} = \varepsilon_{x,i} &= \frac{\sigma_{y,i}}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_{z,i} + \sigma_{x,i}) = \frac{1}{E}[\sigma_{y,i} - \mu(\sigma_{z,i} + \sigma_{x,i})] = \\ &= \frac{1}{E}[(1 - \mu)q_i - \mu p_i],\end{aligned}\quad (2.14)$$

де E - модуль загальної деформації ґрунту (модуль Юнга), тобто величина, що відповідає модулю пружності твердих тіл, але відноситься не лише до пружної частини деформації, а також і до залишкової ($M\Pi a$); μ - коефіцієнт бокового розширення ґрунту (коефіцієнт Пуассона), тобто відношення поперечного розширення до поздовжнього укорочення зразка ґрунту.

У зв'язку з відсутністю внаслідок жорстких стінок кільця горизонтальних деформацій (розширення ґрунту в сторони) вираз для $\varepsilon_y = \varepsilon_x$ можна прирівняти до нуля й отримати

$$\frac{1}{E}[(1 - \mu)q_i - \mu p_i] = 0.$$

Оскільки $1/E$ не дорівнює нулю, то нулю дорівнює вираз у квадратних дужках. Це дозволяє отримати рівняння

$$q_i = \frac{\mu}{1 - \mu} p_i = \xi p_i. \quad (2.15)$$

Величину ξ називають **коефіцієнтом бокового тиску** ґрунту, який установлює співвідношення між боковим (q_i) і вертикальним (p_i) тисками в ґрунті при відсутності бокових деформацій, тобто **в стані спокою**.

Якщо виміряти боковий тиск q (наприклад, запропонованим К.Терцагі методом стрічки), що спричинений вертикальним тиском p , то можна знайти

$$\xi = q_i / p_i = \text{const}, \quad (2.16)$$

а потім

$$\mu = \xi / (1 + \xi). \quad (2.17)$$

Вираз (2.14) дозволяє знайти вертикальне укорочення зразка

$$\begin{aligned}\varepsilon_{z,i} &= \frac{1}{E}(p_i - 2\mu q_i) = \frac{1}{E}\left(p_i - 2\mu \frac{\mu}{1 - \mu} p_i\right) = \\ &= \frac{p_i}{E}\left(1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}\right) = \frac{p_i}{E} \beta = \frac{p_i}{E_0},\end{aligned}\quad (2.18)$$

де

$$\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} = \frac{(1 - \xi)(1 + 2\xi)}{1 + \xi}; \quad (2.19)$$

$$E_0 = \frac{E}{\beta} \quad \text{або} \quad E = \beta E_0. \quad (2.20)$$

Величина β являє собою перехідний коефіцієнт від **компресійного моду-**

ля деформацій E_0 до модуля загальної деформації E та враховує бокове розширення ґрунту. Значення цього коефіцієнта можна обчислити за знайденими величинами ξ або μ .

При випробуванні ґрунту в одометрі модуль загальної деформації E можна визначити, прирівнявши праві частини виразів для визначення вертикальних відносних деформацій $\varepsilon_{z,i}$ при об'ємному стиску (2.18) і знайденого з формули (2.10) у вигляді

$$\varepsilon_{z,i} = \frac{s_i}{h} = \frac{m_0}{1 + e_0} p_i. \quad (2.21)$$

У результаті будемо мати

$$\begin{aligned} \frac{p_i}{E} \beta &= \frac{m_0}{1 + e_0} p_i, \\ E &= \frac{1 + e_0}{m_0} \beta, \end{aligned} \quad (2.22)$$

або з урахуванням (2.11)

$$E = \beta / m_v. \quad (2.23)$$

Загальний модуль деформацій E для звичайних ґрунтів приймають у межах 5...50 МПа. Середні значення коефіцієнтів ξ і μ наведені в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 - Значення коефіцієнтів ξ і μ

Види ґрунтів	ξ	μ
Великоуламковий	0,37	0,27
Пісок	0,41	0,29
Супісок	0,45	0,31
Суглинок	0,54	0,35
Глина	0,72	0,42

Користуючись співвідношеннями (2.14) і (2.15), можна скласти суму θ_i нормальних стискаючих напружень у ґрунті:

$$\theta_i = \sigma_{x,i} + \sigma_{y,i} + \sigma_{z,i}. \quad (2.24)$$

Оскільки $\sigma_{z,i} = p_i$, а $\sigma_{x,i} = \sigma_{y,i} = \xi p_i$, то отримаємо

$$\theta_i = (1 + 2\xi) p_i, \quad (2.25)$$

звідки

$$p_i = \theta_i / (1 + 2\xi). \quad (2.26)$$

Підставивши вираз (2.26) у рівняння прямолінійного відрізка компресійної кривої (2.7), будемо мати

$$e_i = e_0 - \frac{m_0}{1 + 2\xi} \theta_i, \quad (2.27)$$

звідки



$$e_i + \frac{m_0}{1 + 2\xi} \theta_i = e_0 = \text{const.} \quad (2.28)$$

Отримане рівняння (2.28) указує на те, що *зміна коефіцієнта пористості ґрунтової маси в даній точці може відбутись лише при зміні суми головних напружень у цій точці та не залежить від їхнього співвідношення*. Оскільки для водонасичених ґрунтів коефіцієнт пористості зумовлює і вологість ґрунту (див. формулу (1.17)), проф. М.М.Герсєванов назвав цю закономірність “*принципом гідросмєстї*”.

2.2.6. Триосьовий стиск ґрунту. Неврахування можливості бокового розширення ґрунту, що в природних умовах завжди має місце (тобто $\varepsilon_x \neq 0$ і $\varepsilon_y \neq 0$, див. рис. 2.4), а також впливу дотичних напружень, що виникають по контактах жорстких фільтрів компресійного приладу та жорсткого ґрунтового кільця з ґрунтовим зразком (див. рис. 2.2), не дозволяє надійно оцінити складний напружений стан ґрунту реальних основ будівель і споруд за допомогою компресійних випробувань в одометрі: деформації ґрунту отримуються значно завищеними. Більшу визначеність дають випробування в приладі триосьового стиску, що має назву **стабілометр** (рис. 2.5).

Особливість конструкції стабілометра полягає в тому, що простір між гумовою оболонкою 2, у якій знаходиться циліндричний зразок ґрунту 1 і

жорсткими стінками циліндра 3 (що для наочності деформування зразка виготовляють із прозорого матеріалу - скла, плексигласу тощо) випробувальної камери 4 наповнюють водою, гліцерином або іншою рідиною та герметично закорковують. У таких умовах деформування стиск ґрунтового зразка проходить без його тертя об бокові стінки приладу. Якщо необхідно, витиснення води з ґрунту відбувається через перфоровані поршні 6 із торців зразка.

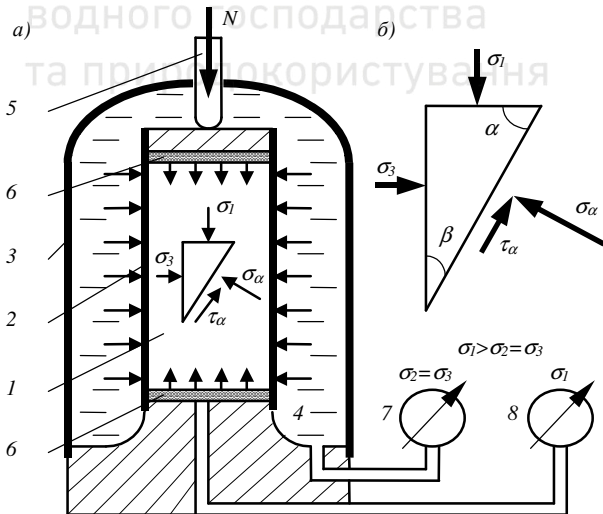


Рисунок 2.5 - Схема випробування ґрунтів на триосьовий стиск у стабілометрі (а) і напруження, що діють на відокремлену із зразка ґрунту тригранну призму (б):

1 - циліндричний зразок ґрунту; 2 - гумова оболонка; 3 - стінка камери; 4 - випробувальна камера, наповнена рідиною; 5 - шток; 6 - поршні (перфоровані або водонепроникні); 7, 8 - манометри для визначення відповідно нейтрального (порового) і всебічного тисків



При дії зовнішнього вертикального тиску p у ґрунті виникає горизонтальний тиск q , що обмежує величину бокових деформацій і збільшення якого прямо пропорційне збільшенню вертикального тиску.

При випробуванні ґрунту в стабілометрі визначають боковий тиск, що передається зразком ґрунту на рідину та реєструється манометром 7. Виходячи з цього тиску розрахунком на підставі узагальненого закону Гука за формулами (2.16) і (2.17) визначають відповідно коефіцієнти бокового тиску ξ і поперечного розширення μ ґрунту.

Створюючи попередній тиск у воді, можна випробовувати ґрунт у стабілометрах в умовах об'ємного (триосового) стиску при заданих співвідношеннях головних напружень, що дозволяє використовувати стабілометри й для визначення опору ґрунтів зсуву (див. 2.4.4).

2.3. Водопроникність ґрунтів

Однією з особливостей ґрунтів як дисперсних тіл є їхня **водопроникність**, тобто здатність фільтрувати (пропускати) крізь свою товщу гравітаційну воду. Однак у більш широкому розумінні можна говорити й про проникність ґрунтів при переміщенні інших видів води - пароподібної, плівкової (пухкозв'язаної) та капілярної.

У всіх випадках різні види води переміщаються по порах ґрунту під дією виникаючого у ній напору, що зумовлений тими або іншими факторами механічної або фізико-хімічної природи. Так, рух пароподібної води пов'язаний з різницею пружності водяної пари різних точок ґрунтового масиву, що залежить від їхньої температури; плівкової - із різницею осмотичних тисків; капілярної - із різницею сил усмоктування (адсорбційних сил); гравітаційної - із різницею гідростатичних напорів води.

Водопроникність є надзвичайно важливою властивістю ґрунтів. Її необхідно враховувати при використанні ґрунту як матеріалу для зведення насипів, при влаштуванні водовідвідних і осушувальних (дренажних) споруд, при розрахунках швидкості ущільнення ґрунтів під навантаженням і в інших випадках застосування ґрунтів у будівництві.

У даному параграфі будемо розглядати переміщення гравітаційної води крізь ґрунтове середовище під дією гідростатичного напору, яке називають **фільтрацією**. Фільтрація може відбуватись по різних напрямках: вертикально вниз, вертикально вгору, горизонтально, із нахилом. Це залежить від місця розташування розглядуваної області (точки) фільтрації в основі будівлі або споруди (рис. 2.6).

Фільтрація може супроводжуватись розпушуванням і ущільненням ґрунту, його **суфозією** - винесенням дрібних твердих частинок, що рухаються в утворених більш крупними частинками порах, і розчинених фільтраційною водою хімічних з'єднань ґрунту, та **кольматацією** - зворотним суфозії про-

цесом, коли окремі дрібні тверді частинки ґрунту, що рухаються в утворених більш крупними частинками порах, і солі, що утворились унаслідок хімічної взаємодії води з ґрунтом, зупиняються й відкладаються в якійсь-то області ґрунтового масиву, закорковуючи пори.

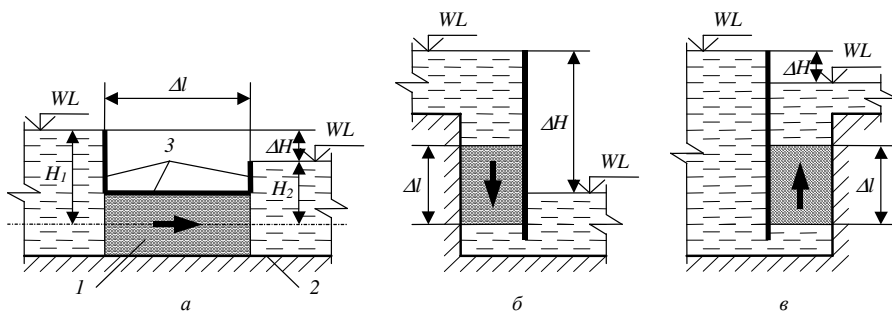


Рисунок 2.6 - Схеми фільтрації води в ґрунтах:

а - фільтрація горизонтальна; б - фільтрація вертикально вниз; в - фільтрація вертикально вверх; 1 - водопроникний ґрунт; 2 - водонепроникний ґрунт (водотрив); 3 - водонепроникні стінки

2.3.1. Закон ламінарної фільтрації (закон Дарсі). Якщо лінії токів води (рух частинок води в потоці) ніде не перетинаються один з одним, то такий рух називають **ламінарним**; при наявності перетинів і завихрень рух буде **турбулентним**. Як показують відповідні досліди, у більшості випадків рух води в ґрунтах є ламінарний.

Переміщення гравітаційної води в порах ґрунту відбувається відповідно до закону ламінарної фільтрації, що вперше був установлений французьким інженером А.Дарсі в 1854 р. і формулюється таким чином: **“Кількість (витрата) води, що фільтрується крізь ґрунт, прямо пропорційна площі поперечного перерізу ґрунту, втраті напору та тривалості фільтрації”**. Математичний вираз закону має вигляд

$$Q = k_f J A t, \quad (2.29)$$

де Q - кількість (витрата) води, м^3 ; k_f - коефіцієнт фільтрації, м/с ; $J = \Delta H / (\Delta l)$ - гідравлічний уклон або гідравлічний градієнт напору (різниця напорів на одиницю шляху фільтрації); $\Delta H = H_1 - H_2$ - різниця напорів або діючий напір (див. рис. 2.6), м ; Δl - довжина шляху фільтрації, м ; A - площа поперечного перерізу ґрунту (включаючи й частину перерізу, що проходить по твердих частинках), крізь яку передбачено відбувається фільтрація, м^2 ; t - тривалість фільтрації, с .

Якщо віднести кількість води, що фільтрується за одиницю часу, до одиниці площі, із виразу (2.29) можна отримати формулу для **швидкості фільтрації**

$$v_f = \frac{Q}{A t} = \frac{k_f J A t}{A t} = k_f J, \quad (2.30)$$

тобто **швидкість фільтрації прямо пропорційна гідравлічному градієнту напору**.

У диференціальній формі маємо



$$v_f = -k_f \frac{\partial H}{\partial l}. \quad (2.31)$$

Знак “мінус” свідчить, що вода рухається в сторону зменшення напорів.

Коефіцієнт пропорційності k_f називають **коефіцієнтом фільтрації**. Приймаючи у формулі (2.30) $J=1$, знаходимо, що $v_f=k_f$, тобто **коефіцієнт фільтрації чисельно дорівнює швидкості фільтрації при гідравлічному градієнті напору, який дорівнює одиниці** (має розмірність $м/с$, $м/доба$, $м/рік$ і т. п.). Залежно від гранулометричного складу ґрунту, щільності й характеру його будови та ін. (від чого, зрештою, залежать розміри й кількість пор у ґрунті) коефіцієнт фільтрації змінюється в значних межах. Орієнтовні значення коефіцієнта фільтрації для пісків і глинистих ґрунтів наведені в табл. 2.3.

Таблиця 2.3 - Орієнтовні значення коефіцієнта фільтрації k_f ґрунтів

Ґрунти	k_f , м/доба	Ґрунти	k_f , м/доба
Піски гравелисті	50...100	Піски пилуваті	0,1...2
Піски крупні	25...75	Супіски	0,1...0,7
Піски середньої крупності ..	10...25	Суглинки	0,005...0,4
Піски дрібні	2...10	Глини	<0,005

Згідно з чинними будівельними нормами ґрунти за ступенем водопроникності, що характеризується значенням k_f , м/доба, поділяють на такі:

дуже сильноводопроникні >30;
сильноводопроникні 3...30;
водопроникні 0,3...3;
слабоводопроникні 0,005...0,3;
практично водонепроникні (водотриви) <0,005.

В лабораторних умовах коефіцієнт фільтрації визначають по витратах води при незмінному або при змінному гідравлічному градієнті напору. Першу схему (так звану схему Дарсі) застосовують, як правило, для пісків, другу - для глинистих ґрунтів.

2.3.2. Поняття про початковий гідравлічний градієнт напору. Коли

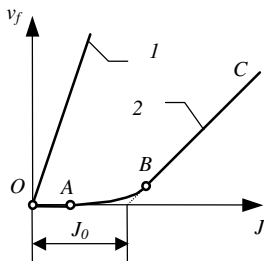


Рисунок 2.7 - Залежність швидкості фільтрації від гідравлічного градієнта напору

ґрунт містить гравітаційну воду в порах, більша частина яких сполучається одна з одною (наприклад, пісок), рух води в ґрунті відбувається за законом ламінарної фільтрації (крива 1 на рис. 2.7). У щільному глинистому ґрунті вузькі проходи між твердими частинками заповнені плівковою водою, яка защемяє гравітаційну воду в розрізнених між собою більш крупних порах, утворюючи “пробки”, і перешкоджає тим самим виникненню фільтрації. У такому випадку фільтрація води починається лише при гідравлічному градієнті напору, більшому деякого значення, необхідного для руйнування

пробок і подолання опору руху з боку плівкової води. Як виявив Б.Ф.Рельтов, при цьому залежність між гідравлічним градієнтом напору та швидкістю фільтрації буде мати вигляд кривої 2 на рис. 2.7. На цій кривій можна виділити три основні ділянки: початкову ділянку OA , коли швидкість фільтрації практично дорівнює нулю ($v_f=0$); криволінійну ділянку AB , що відповідає переходу від моменту виникнення фільтрації до моменту розвитку усталеної фільтрації, та прямолінійну ділянку BC усталеної фільтрації, коли швидкість фільтрації пропорційна діючому гідравлічному градієнту напору.

Для основної ділянки BC швидкість фільтрації знаходять за виразом:

$$v_f = k'_f (J - J_0), \quad (2.32)$$

де k'_f - коефіцієнт фільтрації (параметр прямої $v_f=f(J)$); J_0 - початковий гідравлічний градієнт напору, величину якого можна приймати по довжині відрізка, відсіченого похилою прямою BC на осі J (пунктир на рис. 2.7).

2.3.3. Поняття про ефективний і нейтральний тиски в ґрунтовій масі. При дослідженні стиску ґрунтової маси (ґрунту, який складається з твердих частинок, усі пори між якими заповнені водою) розглядають два типи тисків, що діють одночасно: тиск у скелеті ґрунту p_d і тиск у поровій воді p_w . Перший називають **ефективним** тиском, оскільки він активно діє на ґрунтові частинки, ущільнюючи та зміцнюючи ґрунт; другий - **нейтральним** тиском, тому що він не впливає на напружений стан скелета повністю водонасиченого ґрунту (не ущільнює та не зміцнює ґрунт), а чинить лише напір у воді, спричиняючи її фільтрацію, тобто він нейтральний по відношенню до скелета.

Для будь-якого моменту часу в повністю водонасиченій ґрунтовій масі має місце співвідношення

$$p = p_d + p_w, \quad (2.33)$$

тобто повний тиск дорівнює сумі ефективного та нейтрального тисків. За постійного зовнішнього тиску p із зміною одного з доданків змінюється і другий.

Для кращого розуміння сказаного, розглянемо запропоновану К.Терцагі механічну модель стиску в часі повністю водонасиченого ґрунту (рис. 2.8). У жорсткий циліндр 1 поставимо пружину 5 і до її верху наллємо практично нестисливу (що не містить повітря) воду 4 . На поверхню води та верх пружини поставимо жорсткий поршень 2 , обладнаний відвідною трубкою з краном 3 , і прикладемо до нього навантаження, що утворює тиск p . Тиск у воді будемо фіксувати за допомогою манометра 6 .

У початковий момент часу після зава-

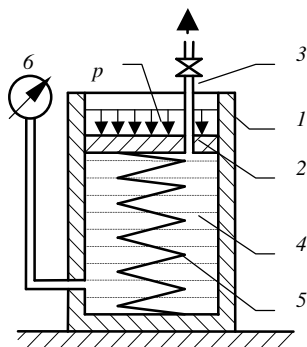


Рисунок 2.8 - Модель стиску в часі повністю водонасиченого ґрунту:

1 - жорсткий циліндр; 2 - поршень; 3 - відвідна трубка з краном; 4 - нестислива вода; 5 - пружина; 6 - манометр

нтаження (при $t=0$), доки вода не вийшла з відповідної трубки, поршень ще не перемістився по вертикалі. Отже пружина ще не отримала деформації, і зусилля в ній, віднесене до одиниці площі поршня, p_d дорівнюватиме нулю ($p_d=0$). У воді ж виникає тиск $p_w=p$. Таким чином, у початковий момент часу тиск повністю передається на воду.

У міру витиснення води з циліндра через відповідну трубку поршень буде опускаться, що спричинить розвиток усе більшої деформації пружини. Упродовж цього процесу значення p_w зменшується, а значення p_d збільшується. Разом із тим, тотожність (2.33) буде зберігатись.

Після витиснення певної кількості води з-під поршня тиск p буде повністю переданий на пружину, тобто при $t \rightarrow \infty$ тиски $p_w=0$ і $p_d=p$.

Таким чином, запропонована механічна модель ілюструє деформування повністю водонасиченого ґрунту, де тиск, якій сприймає пружина, моделює тиск у скелеті ґрунту p_d , а тиск у воді відповідає тиску в поровій воді p_w . При витисненні води зі зразка тиск у поровій воді падає, а тиск у деформівному скелеті ґрунту збільшується.

Зазначимо, що ефективний тиск p_d завжди передається лише через точки та площадки контактів твердих частинок та їхніх структурних агрегатів, а нейтральний p_w - через порову воду, і якщо він позитивний (більше гідростатичного), то має назву **порового тиску**, який по відношенню до скелета ґрунту може бути силою далеко не нейтральною, а навіть навпаки - руйнівною.

Поняття про ефективний і нейтральний тиски розповсюджують і на будь-які нормальні стискаючі напруження, що діють у водонасичених ґрунтах. У загальному випадку можна записати

$$\sigma = \sigma_d + p_w, \quad (2.34)$$

звідки

$$\sigma_d = \sigma - p_w, \quad (2.35)$$

тобто ефективне напруження σ_d у будь-якій точці водонасиченого ґрунту дорівнює різниці між повним σ і нейтральним p_w напруженнями.

2.4. Опір ґрунтів зсуву. Закон Кулона

2.4.1. Фізична суть опору ґрунтів зсуву. Тертя та зчеплення в ґрунтах. Методи дослідження на зсув. Під дією власної ваги або прикладеного зовнішнього навантаження в окремих точках (областях) масиву ґрунту зовнішні ефективні тиски можуть спричинити дотичні напруження, що перевищують внутрішні утримуючі зв'язки у точках контактів структурних агрегатів і самих твердих частинок (рис. 2.9). Унаслідок цього виникають **зсуви** (ковзання) одних частинок та їхніх агрегатів відносно других, що може порушити суцільність ґрунту в деякій області, тобто міцність ґрунту буде вичерпана. Характерними проявами зсуву є випирання масивів ґрунту з-під підоснови фундаментів, сповзання ґрунтових масивів в укосах і схилах тощо.

Внутрішнім опором, що перешкоджає зсуву частинок у сипких (незв'язних) грунтах, є лише виникаюче в точках їхнього контакту **внутрішнє міжчастинкове тертя**, пов'язане із шорсткістю поверхонь твердих частинок. У зв'язних грунтах зсуву частинок, окрім тертя, опір чинять **сили внутрішнього зчеплення**, зумовлені низкою факторів:

наявністю жорстких кристалізаційних і цементаційних структурних зв'язків (природних цементів - колоїдних гелів і солей, як розчинних так і не розчинних у воді) у точках контакту твердих частинок і по поверхнях оболонки зв'язаної води;

наявністю в'язко-пластичних водно-колоїдних структурних зв'язків, спричинених електромолекулярними силами взаємодії між твердими частинками, з одного боку, і плівками зв'язаної води та колоїдними оболонками, міцно зв'язаними з твердими частинками - із другого; капілярним тиском у зоні капілярного зволоження; взаємним заклинювання та зачеплення ґрунтових частинок тощо.

Разом із тим, процес деформування ґрунту при зсуві є дуже складним, і розмежовувати опір ґрунтів зсуву на внутрішнє тертя та зчеплення має значною мірою умовний характер. Так, неможливо виділити в чистому вигляді елементи, що пов'язані з подоланням сил цементації структурних агрегатів, молекулярної зв'язності, опору деформуванню водних плівок, взаємного заклинювання та зачеплення частинок і т. д.

Кількісні показники опору зсуву - це основні **характеристики міцності** ґрунту. Вони не постійні й залежать від багатьох взаємозалежних факторів: крупності та форми частинок ґрунту, його мінералогічного складу, ступеня водонасичення та щільності будови, швидкості прикладання й тривалості дії навантаження тощо. Правильний вибір показників опору зсуву має важливе значення для практики, адже він зумовлює точність розрахунків великого переліку інженерних задач - граничного тиску на ґрунт основи, стійкості ґрунтових масивів, тиску ґрунтів на огорожуючі споруди та ін.

Залежно від фізичних властивостей ґрунтів, що зумовлюють їхній напружено-деформований стан під будівлею або спорудою, міцнісні характеристики можна визначати за результатами випробування ґрунтів методами консолідованого або неконсолідованого зсуву.

Метод консолідованого зсуву застосовують для ґрунтів, що знаходяться в умовах стабілізованого стану (усі напруження від зовнішніх навантажень сприймаються скелетом ґрунту): пісків; глинистих ґрунтів із показником консистенції $I_L \leq 1$, коефіцієнтом пористості для супісків і суглинків $e \leq 1$, для глин -

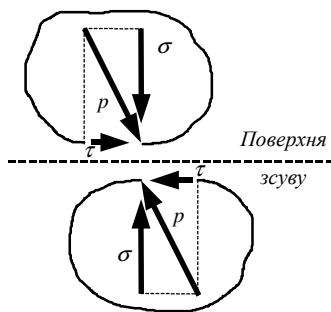


Рисунок 2.9 - Зсувні та утримуючі сили на контакті ґрунтових частинок

$e \leq 1,5$. Випробування за цим методом проводять повільно по **відкритій** (дренованій) **системі** з відведенням порової води з ґрунту на зразках, попередньо ущільнених нормальним тиском (консолідований ґрунт). Причому, після прикладання певного нормального стискаючого навантаження ґрунт витримують до повної стабілізації поздовжніх деформацій, а дотичне навантаження в площині зсуву збільшують ступенями.

Метод неконсолідованого зсуву застосовують для ґрунтів, що знаходяться в нестабілізованому стані (за наявності надлишкового тиску в поровій воді) унаслідок їхньої повільної консолідації або швидкої передачі навантаження від споруди (силосу, резервуара, складу сировини тощо): водонасичених суглинків і глин із ступенем водонасичення $S_r \geq 0,85$, у яких $I_L \geq 0,5$; просідних ґрунтів, замочених до повного водонасичення; мулів, сапропелів, заторфованих ґрунтів і торфів. Такі випробування проводять по **закритій** (недренованій) **системі** без відведення порової води із зони зсуву ґрунту (аби під час досліджень практично не змінювались його щільність-вологість, див. формулу (1.17)) і його попереднього ущільнення (неконсолідований ґрунт). Приклавши до зразка ґрунту ущільнюючий тиск, відразу ж прикладають зсувне навантаження та швидко його збільшують, щоб вода з пор у процесі зсуву не встигла витиснутись. Випробування в таких умовах ще називають **швидким зсувом**.

2.4.2. Показники опору зсуву при стабілізованому стані ґрунту. Дослідне визначення показників опору ґрунтів зсуву можна виконувати різними методами: за результатами прямого площинного зсуву, одноосового та триосового стиску, зсуву по циліндричних поверхнях та ін. Найбільш поширеними та простими є випробування при прямому площинному зсуві, які здійснюють на одноплощинному зсувному приладі (рис. 2.10).

Циліндричний зразок ґрунту *1* після попереднього ущільнення розміщують у розрізному кільці (гільзі) *2* зсувного приладу так, щоб одна його половина лишалась нерухомою, а друга могла переміщатись горизонтально під дією прикладеного до неї зсувного навантаження *T*, причому має бути забезпечена можливість збільшення або зменшення об'єму ґрунту при зсуві.

До зразка прикладають нормальне до поверхні зсуву *9* стискаюче наван-

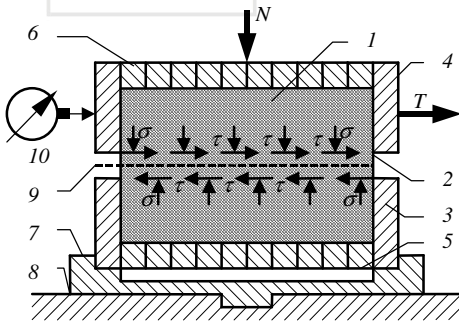


Рисунок 2.10 - Схема одноплощинного зсувного приладу:

1 - зразок ґрунту; *2* - розрізне кільце (гільза); *3* - нижня нерухома обойма; *4* - верхня рухома обойма; *5* - фільтр; *6* - фільтр-штамп; *7* - піддон; *8* - станина; *9* - площина зсуву; *10* - індикатор

таження N . Після повної стабілізації деформацій від його дії половинки гільзи розсовують до утворення невеликого зазору для усунення тертя між ними. Дотичне до поверхні зсуву навантаження T прикладають до верхньої обойми зсувного приладу 4 ступенями до тих пір, поки не відбудеться зсув і ковзання однієї частини ґрунту по другій. Одночасно з прикладанням зсувного навантаження виконують виміри горизонтальних деформацій ґрунту Δl індикатором 10. Вільне відведення води, що витискається з пор ґрунту при його стиску, здійснюється крізь фільтри 5 і 6.

Зсувні сили T_i , віднесені до площі поперечного перерізу зразка A у площині зсуву, дають дотичні зсувні напруження τ_i , а сили N_i , віднесені до тієї ж самої площі, дають нормальні до площини зсуву стискаючі напруження в зразку σ_i :

$$\tau_i = T_i / A \quad \text{і} \quad \sigma_i = N_i / A. \quad (2.36)$$

Виконують зсув декількох (не менше трьох) зразків, обтиснених різними вертикальними нормальними напруженнями $\sigma_1 \dots \sigma_3$, які впродовж одного випробування залишають постійними, і визначають відповідні їм значення граничних дотичних напружень (граничних опорів зсуву) $\tau_{u,1} \dots \tau_{u,3}$.

Результати дослідження опору ґрунту зсуву оформляють у вигляді графіків залежностей горизонтальних деформацій ґрунту Δl_i від дотичних напружень τ_i (2.11,а) і граничних опорів зсуву $\tau_{u,i}$ від вертикальних нормальних стискаючих напружень σ_i (2.11,б).

Як показують багаточисельні результати досліджень для сипких ґрунтів (сухі піски та великоуламкові ґрунти) у межах звичайних змін вертикальних нормальних тисків, що у більшості випадків мають місце в будівельній практиці (від 0,05 до 0,5...0,7 МПа), залежність між граничними опорами зсуву $\tau_{u,i}$ і вертикальними нормальними стискаючими напруженнями σ_i можна прийняти лінійною з початку координат (рис. 2.11,б) у вигляді

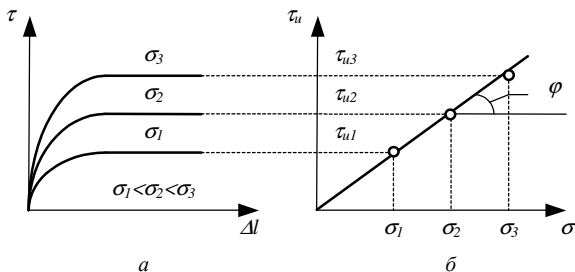


Рисунок 2.11 - Графіки опорів зсуву сипкого ґрунту при різних вертикальних нормальних стискаючих напруженнях:

а - горизонтальних переміщень Δl ; б - граничних опорів зсуву τ_u

$$\tau_{u,i} = \sigma_i \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.37)$$

де $\operatorname{tg} \varphi$ - коефіцієнт внутрішнього тертя, який характеризує міжчастинкове тертя; φ - кут нахилу прямої до горизонтальної осі нормальних стискаючих напружень, який називають кутом внутрішнього тертя.

Залежність (2.37) установлена ще в 1773 р. французьким ученим Ш.Куло-

ном. Вона виражає закон опору сипких (незв'язних) ґрунтів зсуву, що формулюється таким чином: **граничний опір сипких ґрунтів зсуву прямо пропорційний зовнішньому нормальному до площини зсуву тиску**. Цей закон у механіці ґрунтів має назву **закону Кулона для сипких ґрунтів**.

В опорі зсуву зв'язних ґрунтів (глинисті ґрунти, сапропелі, мули та ін.) вирішальну роль грає зчеплення - складова, що не залежить від величини вертикального нормального стискаючого напруження.

Якщо за аналогічною методикою в такому ж приладі (див. рис. 2.10) провести декілька (не менше трьох) випробувань на зсув одного й того ж самого зв'язного ґрунту, піддаючи зразки дії різних вертикальних нормальних стискаючих напружень σ_i , то в загальному випадку можна отримати криволінійну залежність граничних опорів ґрунту зсуву (рис. 2.12). Криволінійність залежності найбільш відчутна при невеликих значеннях ущільнюючих тисків (у межах від 0 до $\sigma_0 \approx 0,05$ МПа). При нормальних стискаючих напруженнях у

діапазоні $\sigma_i = 0,05 \dots 0,5$ МПа залежність можна представити прямою лінією, що апроксимується рівнянням

$$\tau_{u,i} = \sigma_i \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (2.38)$$

де c - питоме зчеплення ґрунту (величина відрізка, відсіченого прямою на вертикальній осі граничних опорів зсуву), МПа.

Залежність (2.38) отримала назву **закону Кулона для зв'язних ґрунтів**, що формулюють так: **граничний опір зв'язних ґрунтів зсуву при завершній їхній консолідації можна роз-**

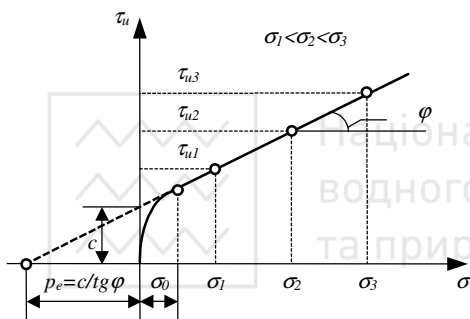


Рисунок 2.12 - Графік граничних опорів зсуву зв'язного ґрунту при різних вертикальних нормальних стискаючих напруженнях

глядати як суму опору тертя, прямо пропорційного зовнішньому нормальному до площини зсуву тиску, та опору зчеплення, незалежного від цього тиску.

Якщо лінію залежності $\tau_{u,i} = f(\sigma_i)$ довести до перетину з віссю вертикальних нормальних до площини зсуву стискаючих напружень (див. рис. 2.12), можна одержати величину p_e , яку називають **фіктивним тиском зв'язності** або умовним **еквівалентним тиском**, що створюється розподіленими по об'єму ґрунту внутрішніми силами зв'язності. Він може бути представлений як тиск, що необхідний для ущільнення в умовах компресійного випробування ґрунту з вологістю на межі текучості (тобто такого, що практично не має опору зсуву) до стану, в якому зразок ґрунту знаходиться при закладанні в прилад для випробування на зсув.

Використовуючи еквівалентний тиск, параметр зчеплення можна записати у вигляді

$$c = p_e \operatorname{tg} \varphi, \quad (2.39)$$

$$p_e = c / \operatorname{tg} \varphi = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi. \quad (2.40)$$

Таким чином, кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення c слід розглядати як математичні параметри прямолінійних діаграм опору ґрунтів зсуву.

2.4.3. Показники опору зсуву при нестабілізованому стані ґрунту.

Деякі повністю водонасичені зв'язні ґрунти (див. 2.4.1) характеризуються відсутністю безпосередніх контактів між окремими твердими частинками та структурними агрегатами, при цьому зв'язок між частинками здійснюється через плівки зв'язаної води й колоїдні оболонки, тобто мають місце лише водно-колоїдні структурні зв'язки. У природному заляганні ці ґрунти можуть знаходитись у нестабілізованому стані. Їхні лабораторні дослідження на зсув проводять в одноплосинних зсувних приладах на ґрунтових зразках без консолідації (попереднього ущільнення) та без відведення води із зони зсуву.

У цьому випадку сили внутрішнього тертя при зсуві можуть не проявитись ($\varphi=0$), і графік граничних опорів зсуву буде являти пряму лінію, паралельну горизонтальній осі вертикальних нормальних до площини зсуву стискаючих напружень (рис. 2.13, лінія 1), тобто

$$\tau_{u,i} = c. \quad (2.41)$$

Іноді може виникнути необхідність дослідження на зсув повністю водонасиченого зв'язного ґрунту при його частковій (незавершеній) консолідації, коли попереднього повного ущільнення від певного вертикального тиску ще не досягнуто. У такому випадку для оцінки граничних опорів ґрунту зсуву використовують графік із параметрами c і φ' , що представлений на рис. 2.13 лінією 2. При цьому частина граничного опору зсуву, що залежить від величини вертикального нормального до площини зсуву тиску, буде менше значення опору зсуву такого самого ґрунту, якби він був повністю консолідованим, у зв'язку з тим, що на скелет ґрунту передається не весь зовнішній тиск, а лише ефективний σ_d , який дорівнює різниці між повним вертикальним нормальним тиском σ і нейтральним (поровим) p_w , що відповідає даному ступеню консолідації (див. формулу (2.35)). Отже граничний опір зсуву повністю водонасиченого зв'язного ґрунту при частковій консолідації буде за значенням проміжним між граничним опором зсуву, що відповідає початковій вологості ґрунту (повністю неконсолідований ґрунт), і

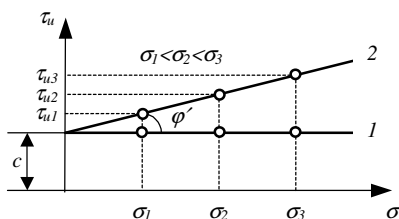


Рисунок 2.13 - Графіки граничних опорів зсуву повністю водонасиченого зв'язного ґрунту при різних вертикальних нормальних стискаючих напруженнях:

1 - повністю неконсолідований ґрунт; 2 - частково консолідований ґрунт



граничним зсувним опором, що відповідає стабілізованому стану ґрунту (повністю консолідований ґрунт), та визначиться за виразом:

$$\tau_{u,i} = (\sigma_i - p_{w,i}) \operatorname{tg} \varphi' + c. \quad (2.42)$$

Графік граничних опорів ґрунту зсуву (рис. 2.13) у такому випадку нахилений до горизонтальної осі нормальних до площини зсуву стискаючих напружень σ під кутом внутрішнього тертя φ' , а величину питомого зчеплення c визначають за довжиною відрізка, що відсікається лінією залежності $\tau_{u,i} = f(\sigma - p_{w,i})$ на вертикальній осі граничних зсувних опорів τ_u .

Інший шлях урахування неповної консолідації зв'язних ґрунтів запропонований М.М.Масловим і полягає у випробуванні зразків ґрунту на неконсолідований зсув через різні проміжки часу після прикладання вертикального нормального до площини зсуву стискаючого напруження однієї й тієї ж інтенсивності. Відразу після зсуву із зони зсуву беруть проби ґрунту для визначення його вологості. Це дозволяє побудувати графік залежності граничних опорів зсуву $\tau_{u,i}$ від вологості W_i . Декілька серій (не менше трьох) таких випробувань при різних стискаючих напруженнях ($\sigma_1 \dots \sigma_3$) дають можливість побудувати сімейство кривих $\tau_{u,i}$ як функцій W_i (рис. 2.14,а). Використовуючи цей графік, будують інший - залежності граничних опорів зсуву $\tau_{u,i}$ від стискаючих напружень ($\sigma_1 \dots \sigma_3$) для будь-якої вологості ($W_1 \dots W_3$), зафіксованої при випробуваннях (рис. 2.14,б). За таким графіком установлюють значення кута внутрішнього тертя ($\varphi_{W1} \dots \varphi_{W3}$) і питомого зчеплення ($c_{W1} \dots c_{W3}$) ґрунту з визначеною вологістю ($W_1 \dots W_3$). Знаючи ці характеристики ґрунту при різних вологісних станах, можна побудувати графіки залежностей кута внутрішнього тертя φ_{Wi} і питомого зчеплення c_{Wi} від вологості W_i (рис. 2.14,в).

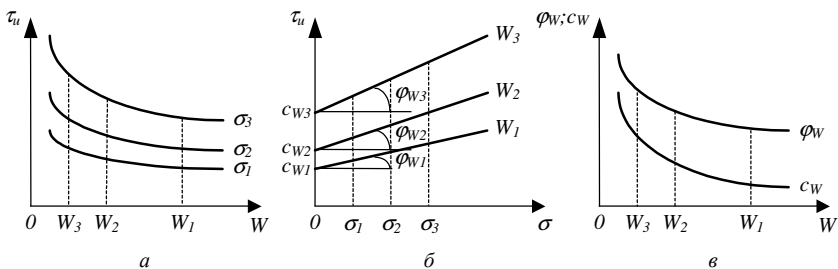


Рисунок 2.14 - Залежності граничних опорів зсуву від вологостей (а) і вертикальних нормальних стискаючих напружень (б); залежності параметрів φ_w і c_w від вологостей (в)

2.4.4. Опір ґрунтів зсуву при триосьовому стиску. Дослідження ґрунтів розглянутим вище методом одноплощинного зсуву не зовсім відповідає їхньому складному напруженому стану при дії зовнішніх навантажень у природних умовах. Найбільш надійні результати визначення показників опору зсуву будь-яких ґрунтів отримують випробуванням їх на триосьовий стиск у

Циліндричний зразок 1 ґрунту, розміщений у гумовій оболонці 2, попередньо піддають наперед заданому всебічному обтисненню з інтенсивністю $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$ (як при дренажних, так і при недренажних дослідженнях) шляхом підвищення тиску в рідині, що заповнює випробувальну камеру 4 приладу. Після припинення деформацій від усебічного обтиснення, через шток 5 до поршня 6 прикладають вертикальне навантаження N , створюючи на ґрунт додатковий вертикальний нормальний тиск σ_{z1} , який ступенево збільшують (σ_{z1} , σ_{z2} і т. д.) і доводять зразок до руйнування.

Слід зазначити, що відповідно до нормативних документів дослідження у стабілометрії слід проводити на групі із шести зразків-близнюків ґрунту при однаковому всебічному тиску. При необхідності випробовують іншу групу зразків-близнюків, які обтискають якимось-то іншим тиском, наприклад, $\sigma'_x = \sigma'_y = \sigma'_z$, і також, поступово збільшуючи вертикальний нормальний тиск (σ'_{z1} , σ'_{z2} і т. д.), доводять зразки до руйнування.

У процесі випробувань проводять усі необхідні виміри: нейтральний (пововий) тиск води по торцях зразка ґрунту (якщо досліджуваний ґрунт водонасичений) і всебічний тиск у випробувальній камері по манометрах відповідно 7 і 8; вертикальну та горизонтальну деформації тощо.

Момент руйнування зразка можна зафіксувати візуально, спостерігаючи за його деформуванням крізь прозорі стінки корпусу приладу або побудувавши графік (рис. 2.15,а) залежності відносної вертикальної деформації $\varepsilon_z = \Delta h/h$ (h - початкова висота зразка) від різниці вертикального та бокового тисків ($\sigma_z - \sigma_x$). За руйнівний вертикальний тиск приймають тиск, при якому візуально спостерігається утворення площадки зсуву по похилій поверхні та зміщення однієї частини зразка відносно другої (рис. 2.15,б), або, інакше, той тиск, при якому відбувається неза-

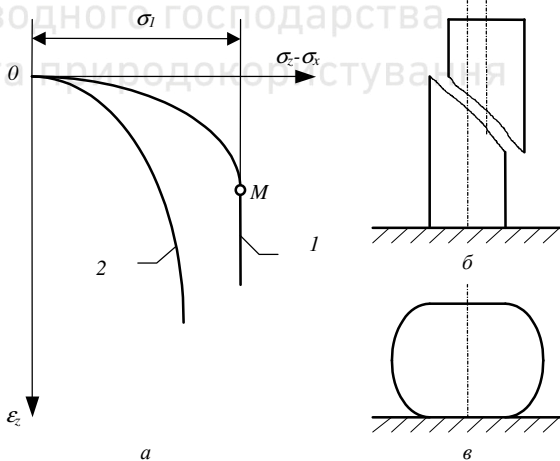


Рисунок 2.15 - Результати випробування ґрунтів на міцність у стабілометрії:

а - залежність відносної вертикальної деформації ε_z від різниці вертикального та бокового тисків ($\sigma_z - \sigma_x$); б, в - схематичний вигляд зразків ґрунту після випробувань; 1 - при руйнуванні у вигляді явного зсуву; 2 - при руйнуванні у вигляді "бочки"; М - точка, що відповідає початку незатухаючої відносної вертикальної деформації ε_z зразка

тухаюча відносна вертикальна деформація зразка. На криволінійній залежності $\varepsilon_z = f(\sigma_z - \sigma_x)$ - це тиск, що відповідає точці M (рис. 2.15,а). Для ґрунтів пухкої будови, що не мають структурних зв'язків, а також ґрунтів із структурними зв'язками, що мають вологість W , близьку до межі текучості W_L , явна площадка зсуву не спостерігається. Отже вони наче не руйнуються, а внаслідок зменшення висоти та суттєвого розширення в сторони набувають форму "розплющеної бочки" (рис. 2.15,в). При цьому залежність $\varepsilon_z = f(\sigma_z - \sigma_x)$ характерних точок перегину не має (крива 2 на рис. 2.15,а). У цьому випадку за руйнівний вертикальний тиск приймають той, що відповідає умовно граничній вертикальній деформації, яка дорівнює 15...20% початкової висоти зразка.

При випробуванні ґрунтів у стабілометрах із допустимою похибкою вважають, що на боковій і торцьовій гранях зразка дотичні напруження відсутні. Тому діючі на них нормальні стискаючі напруження є головними (відповідно вертикальний тиск σ_z є головним напруженням σ_1 , а боковий тиск $\sigma_x = \sigma_y$ - головним напруженням $\sigma_2 = \sigma_3$).

Отже, визначивши в момент руйнування зразка ґрунту діючі вертикальний σ_z і боковий σ_x тиски, тим самим визначають найменші (σ_3 , σ'_3 і т. д.) і відповідні їм найбільші (σ_1 , σ'_1 і т. д.) граничні головні напруження. Маючи ці значення, будують граничні кола напружень Мора діаметрами $\sigma_1 - \sigma_3$, $\sigma'_1 - \sigma'_3$ і т. д. при даних граничних напруженнях станах (рис. 2.16).

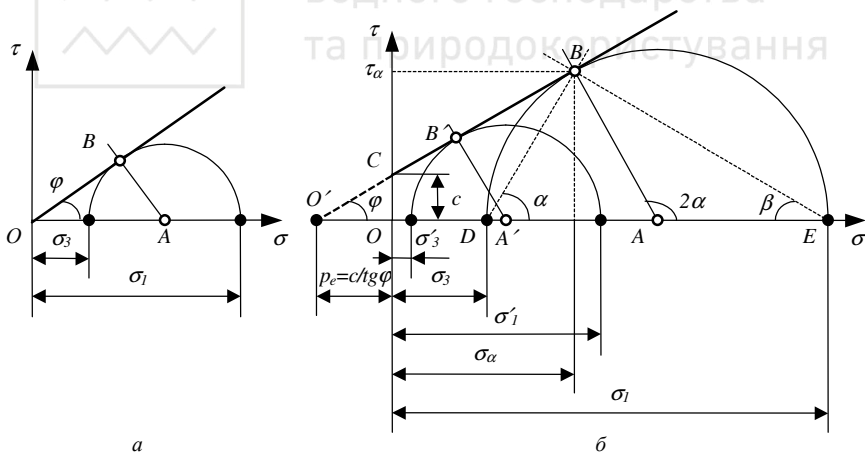


Рисунок 2.16 - Діаграма граничної рівноваги Мора (діаграма граничних опорів ґрунту зсуву), що побудована за результатами випробування зразків ґрунту у стабілометрі:

а - сухий (незв'язний) ґрунт; б - зв'язний ґрунт; σ_1 і σ_3 - відповідно найбільше та найменше головні напруження; ϕ - кут внутрішнього тертя; c - питоме зчеплення

Побудувавши сімейство таких кіл (не менше двох) і накресливши їхню загальну обвідну, отримують, як відомо з курсу опору матеріалів, **діаграму граничної рівноваги** (рис. 2.16,б). З достатньою точністю обвідну, що має

вигляд пологої кривої, представляють дотичною до колів Мора прямою лінією. Ця пряма і є шукана залежність граничних опорів ґрунту зсуву $\tau_u = f(\sigma_i)$. Кут нахилу цієї дотичної до осі абсцис (горизонтальної осі нормальних стискаючих напружень σ) є кутом внутрішнього тертя φ , а відрізок OC , що відсікається нею на осі ординат (вертикальній осі дотичних напружень τ), означає питома зчеплення c .

Користуючись такою діаграмою, неважко представити рівняння граничної рівноваги ґрунту, що зв'яже граничні головні напруження σ_1 і σ_3 із характеристиками міцності ґрунту φ і c . Для цього беруть будь-яку точку B , що лежить на дотичній прямій до колів Мора та одночасно належить якомусь-то колу (у даному випадку колу з радіусом AB). Продовжуючи дотичну до перетину з віссю абсцис, отримують прямокутний трикутник $O'BA$, в якому

$$\sin \varphi = \frac{AB}{O'A}; \quad AB = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2};$$

$$O'A = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi + \sigma_3 + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}.$$

У загальному вигляді шукане **рівняння граничної рівноваги** (умова міцності Мора) **для зв'язних ґрунтів** має вигляд

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi}. \quad (2.43)$$

Після нескладних тригонометричних перетворень рівнянню (2.43) можна надати дещо іншого вигляду, а саме

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} - 2c \sqrt{\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}}; \quad (2.44)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} + 2c \sqrt{\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \quad (2.45)$$

або

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2); \quad (2.46)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2). \quad (2.47)$$

Для визначення міцнісних характеристик сипких (незв'язних) ґрунтів достатньо виконати одне випробування та побудувати найбільше, граничне коло Мора, діаметр якого дорівнює $\sigma_1 - \sigma_3$ (рис. 2.16,а). Діаграмою граничної рівноваги в цьому випадку буде дотична OB до кола, проведена через початок координат, а з узагальненої залежності (2.43), зважаючи на відсутність внутрішнього зчеплення ($c=0$), математичний вираз **рівняння граничної рівноваги для сипких ґрунтів** буде

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}. \quad (2.48)$$



$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}; \quad (2.49)$$

або

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (2.50)$$

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (2.51)$$

Вирази (2.46), (2.47) і (2.50), (2.51) застосовують, переважно, в теорії тиску відповідно зв'язних і сипких ґрунтів на огорожуючі споруди (див. 6.4), причому з формул (2.46) і (2.50) визначають так званий **активний тиск** ґрунту, а з формул (2.47) і (2.51) - його **пасивний відпір**.

Якщо головні напруження σ_1 і σ_3 не є граничними, то ґрунт знаходиться в стійкому стані й точки, що відображають цей напружений стан, на діаграмі граничної рівноваги розташовуються нижче лінії граничних опорів ґрунту зсуву. Звідси витікає, що коли у всіх точках будь-якого масиву ґрунту, що має характеристики міцності φ і c , після завантаження очікуються головні напруження σ_1 та σ_3 , і при цьому праві частини рівнянь (2.43) і (2.48), відповідно до розрахунку, виявляться меншими $\sin \varphi$, то ґрунтовий масив буде знаходитись у стані стійкої рівноваги. Якщо для деяких точок або областей масиву праві частини згаданих рівнянь дорівнюватимуть $\sin \varphi$, то ґрунт у цих точках або областях буде знаходитись у граничній рівновазі, а якщо праві частини рівнянь виявляться більшими $\sin \varphi$, то в цих точках або областях відбуваються зсувні деформації і ґрунтовий масив може втратити свою стійкість.

Для визначення напрямку площадок ковзання з'єднаємо точку B (див. рис. 2.16,б) із кінцями відрізків напружень σ_1 (точка E) і σ_3 (точка D). З опору матеріалів відомо, що $\angle BAE = 2\alpha$, де α - кут між площадкою, по якій діє най-

більше головне напруження σ_1 , і площадкою ковзання-зсуву (див. рис. 2.5,б). Оскільки трикутник OBA прямокутний, то отримаємо $180^\circ - 2\alpha = 180^\circ - (90^\circ + \varphi)$ або кут нахилу площадки ковзання до головної площадки з максимальним головним напруженням σ_1 буде

$$\alpha = 45^\circ + \varphi/2. \quad (2.52)$$

Зважаючи на те, що головні площадки взаємно перпендикулярні, то нахил площадки ковзання до другої головної площадки з мінімальним головним напруженням σ_3 дорівнює

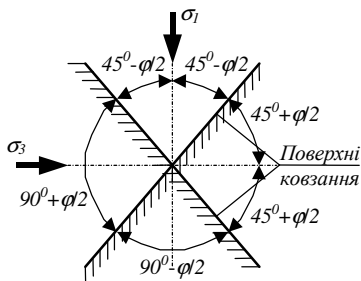


Рисунок 2.17 - Взаємне розташування головних площадок і площадок ковзання в елементі ґрунтового середовища



$$\beta = 45^\circ - \varphi/2. \quad (2.53)$$

Крім того, з умови симетрії кін Мора випливає, що відносно горизонтальної осі нормальних стискаючих напружень σ на рис. 2.16 можна побудувати ще одну таку саму, як отримана, діаграму граничної рівноваги. Це свідчить про те, що у кожному елементі ґрунтового середовища, який знаходиться у граничному напруженому стані, існує дві площадки ковзання, що перетинаються між собою під кутами $90^\circ - \varphi$ і $90^\circ + \varphi$ (рис. 2.17).

Як відомо з теорії пружності, головні напруження, наприклад, для умов плоскої задачі можна виразити через компоненти напружень σ_z , σ_y і $\tau_{zy} = \tau_{yz}$, напрямки дії яких співпадають із напрямками осей декартової системи координат, залежністю

$$\sigma_{1,3} = \frac{1}{2}(\sigma_z + \sigma_y) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}. \quad (2.54)$$

Тоді рівняння граничної рівноваги (2.43) і (2.48), виражені через компоненти напружень для зв'язних і сипких ґрунтів, набувають відповідно вигляду

$$\sin^2 \varphi = \frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2}; \quad (2.55)$$

$$\sin^2 \varphi = \frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}{(\sigma_z + \sigma_y)^2}. \quad (2.56)$$

Усі отримані рівняння граничної рівноваги являють собою різні форми запису закону опору ґрунтів зсуву Ш.Кулона (2.37) та (2.38) і, по суті, відображають одні й ті ж самі фізичні умови міцності ґрунту, а тому частіше їх називають умовами граничної рівноваги Кулона-Мора. Наведені рівняння мають багато практичних застосувань: їх використовують при визначенні граничного тиску на ґрунт основи, стійкості масивів ґрунту, тисків ґрунту на огорожуючі споруди тощо. Кожне з цих рівнянь рівноцінне та використовується лише залежно від зручності розв'язання конкретної задачі.

3. ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ СТРУКТУРНО НЕСТІЙКИХ ҐРУНТІВ

3.1. Загальні положення

Структурно нестійкими вважають ґрунти, які внаслідок особливих умов виникнення та подальшого існування значно й нерівномірно деформуються при певних додаткових впливах, що зменшують міцність або руйнують їхні структурні зв'язки (природну структуру). До таких ґрунтів відносять:

лесові просідні ґрунти, які при замочуванні під навантаженням здатні суттєво зменшуватись в об'ємі та зазнавати додаткову вертикальну деформа-



набрякливі ґрунти, які при замочуванні суттєво збільшуються в об'ємі навіть під навантаженням, а при висиханні - зменшують свій об'єм;

пухкі піски, які за малого ступеня водонасичення різко ущільнюються при динамічних впливах (струсах, вібраціях, коливаннях та ін.), а перебуваючи в стані середнього ступеня водонасичення та насиченого водою при таких впливах утрачають міцність, перетворюючись у розріджену пливунну масу;

стрічкові глини, мули та сапропелі, міцнісні та деформативні властивості яких різко змінюються при порушенні природної структури при динамічних впливах;

торфи й заторфовані ґрунти, що мають дуже велику стисливість і малу міцність.

3.2. Лесові просідні ґрунти

У більшості випадків лесові ґрунти утворились унаслідок перенесення вітром дрібних мінеральних частинок та відкладання їх у посушливих степових районах. Тому мають вони достатньо однорідний гранулометричний склад і містять переважно пилюваті (0,05...0,005 мм) частинки (більше 50% за масою) та невелику кількість піщаних частинок розміром $>0,25$ мм і частинок глинистої фракції (не більше 16% за масою). У лесових ґрунтах залежно від походження може знаходитись 0,7...2,5% гумусу. За гранулометричним складом ці ґрунти можуть бути віднесені до супісків, суглинків і глин.

Щільність лесового ґрунту природної будови складає $\rho=1,15...2,05$ г/см³; щільність твердих частинок - $\rho_s=2,54...2,84$ г/см³; щільність сухого ґрунту (скелета) - $\rho_d=1,12...1,79$ г/см³. Природна вологість лесових ґрунтів невисока та, зазвичай, знаходиться в межах від $W=3...5\%$ до 20...25%, коефіцієнт водонасичення $S_r \leq 0,8$.

Лесові ґрунти в природному стані мають пористість $n_p=30...65\%$ і коефіцієнт пористості $e=0,6...1,05$. Висока пористість свідчить про те, що ці ґрунти за природою є недоущільненими. Лесові ґрунти відносять до категорії макропористих, тобто до таких, що мають видимі неозброєним оком крупні пори (у кількості 2...6% об'єму ґрунту), діаметр яких у десятки та сотні разів перевищує розміри твердих частинок. Макропори мають переважно вертикальний напрямок, а їхні стінки вкриті водорозчинними відкладами карбонатів і гідроокисів заліза.

Макропористість зумовлює достатньо високу водопроникність лесових ґрунтів, яка змінюється в широких межах: коефіцієнт фільтрації цих ґрунтів $k_f=0,001...8,5$ м/доба. Вертикальний напрямок макропор спричиняє збільшення коефіцієнта фільтрації у вертикальному напрямку в 1,5...15 разів порівняно з горизонтальним. Висота капілярного підняття сягає 4 м. Уцілому висока водопроникність забезпечує швидке та на велику глибину зволоження лесових

грунтів. Однак у міру замочування коефіцієнт фільтрації різко зменшується.

Незважаючи на високу пористість, лесові ґрунти в природному стані можуть мати порівняно невелику стисливість і достатньо високу як для дисперсних ґрунтів міцність. Модуль загальної деформації лесових ґрунтів може сягати 30 МПа та більше, але значно (до 2 МПа) зменшується зі збільшенням вологості. Наочне уявлення про міцність лесових ґрунтів дають вертикальні укоси висотою до 30...40 м, що можуть стояти роками та десятиріччями, не втрачаючи стійкості. Залежно від ступеня водонасичення та щільності будови міцнісні показники лесових ґрунтів можуть змінюватись: кут внутрішнього тертя - від $\varphi=18$ до 25^0 , питоме зчеплення - від $c=0,012$ до $0,065$ МПа. При замочуванні лесові ґрунти швидко розмокають.

Висока міцність лесових ґрунтів у природному стані та висока здатність розмокати пояснюються їхньою високою карбонатністю і вмістом водорозчинних сполук (вапна, гіпсу, хлористого натрію та ін.), що утворюють достатньо міцні кристалізаційно-цементаційні структурні зв'язки.

При замочуванні навантаженого лесового ґрунту частина жорстких структурних зв'язків послабляється, а частина - повністю зникає. Діюче на ґрунт навантаження руйнує зв'язки та зсуває (переміщає) тверді частинки одна відносно одної, надаючи їм більш компактної будови (рис. 3.1). Крім того, до руйнування структурних зв'язків призводить і розклинююча дія плівкової (пуккозв'язаної) води, що утворюється при замочуванні ґрунту та сорбується навколо поверхнево активних до взаємодії з водою (тобто гідрофільних)

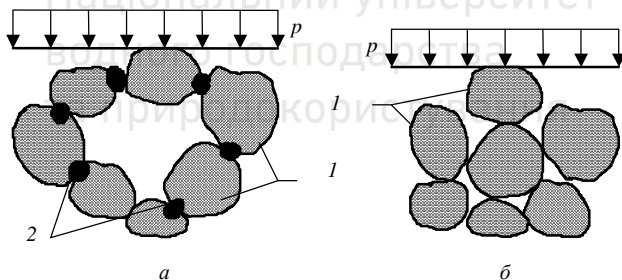


Рисунок 3.1 - Схема просідання лесового ґрунту при замочуванні:

а - взаємне розташування твердих мінеральних частинок до замочування; *б* - те саме, після замочування; *1* - тверді мінеральні частинки; *2* - цементуючі сольові зв'язки

глинистих і пилуватих частинок, одночасно виконуючи функцію мастила між ними. Унаслідок зазначених процесів спостерігається різке зменшення об'єму ґрунту, що призводить до різкого, провального характеру опускання денної поверхні землі та зведених на ній будівель і споруд. Відомі випадки, коли після замочування порівняно невеликої товщі лесових ґрунтів поверхня ґрунту просідала до 2,5 м. Слід зауважити, що залежно від швидкості послаблення та зникнення жорстких зв'язків зменшення об'єму ґрунту може відбуватись і не миттєво після його замочування, а впродовж певного часу.

Отже, лесовим ґрунтам притаманна **здатність просідати** - їхня власти-



вість під сумісною дією зовнішнього навантаження та власної ваги або лише власної ваги при замочуванні водою або іншою рідиною зазнавати додаткову вертикальну деформацію - просідання.

Здатність просідати залежить від складу ґрунту, його структури та напруженого стану. Її оцінюють **відносною деформацією просідання** ε_{sl} (див. 1.4.2), яку можна визначити за даними компресійних випробувань зразків ґрунту непорушеної структури з подаванням води або іншої рідини в одометр при очікуваному тиску p , якого ґрунт буде зазнавати в основі. За результатами випробувань будують графік залежності висоти зразка від тиску при замочуванні (рис. 3.2,а). Як видно, компресійна крива для просідного ґрунту має дуже характерну форму, яка відрізняється від звичайних компресійних кривих тим, що в процесі виникаючого при певному тиску просідання висота досліджуваного зразка ґрунту (а отже, і його пористість) стрибкоподібно змінюється, і плавність компресійної кривої зазнає розриву. На компресійній кривій можна розрізнити три області деформування: область AB , що відповідає стиску ґрунту непорушеної структури; область BC , що характеризує просідання ґрунту, та область CD - ущільнення просівшого ґрунту з порушеними структурними зв'язками. При цьому найбільші деформації відбуваються в другій області - області просідання. За компресійною кривою знаходять відносну деформацію просідання при певному тиску:

$$\varepsilon_{sl} = (e_{n,p} - e_{sat,p}) / (1 + e_{n,g}) = (h_{n,p} - h_{sat,p}) / h_{n,g}, \quad (3.1)$$

де $e_{n,p}$ і $h_{n,p}$ - відповідно коефіцієнт пористості та висота зразка ґрунту природної вологості при тиску p , очікуваному в основі від зовнішнього навантаження $\sigma_{z,p}$ і власної ваги вище розташованих шарів ґрунту $\sigma_{z,g}$ ($p = \sigma_{z,p} + \sigma_{z,g}$); $e_{sat,p}$ і $h_{sat,p}$ - те саме, після його просідання внаслідок замочування до повного водонасичення ґрунту ($W = W_{sat}$); $e_{n,g}$ і $h_{n,g}$ - відповідно коефіцієнт пористості та висота зразка ґрунту природної вологості при тиску p_I від власної ваги вище розташованих шарів ґрунту ($p_I = \sigma_{z,g}$).

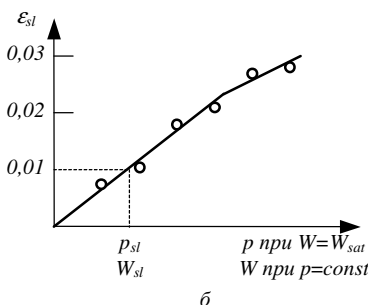
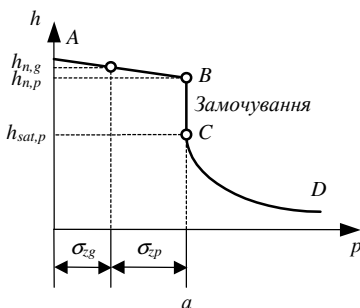


Рисунок 3.2 - Графіки зміни висоти та відносних деформацій просідання лесового ґрунту при замочуванні:

а - зміна висоти (компресійна крива); б - зміна відносних деформації просідання

Умовно ґрунт вважають **просідним** при $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$. Величина ε_{sl} значною мірою залежить від діючого тиску. При малому тиску $\varepsilon_{sl} < 0,01$, тобто ґрунт



Якщо провести в компресійних приладах серію випробувань лесового ґрунту з його замочуванням до повного водонасичення ($W=W_{sat}=const$) при різних навантаженнях, то можна отримати графік залежності відносної деформації просідання ε_{sl} від тиску p (рис. 3.2,б). Такий графік дозволяє оцінювати **початковий тиск просідання** p_{sl} - мінімальний тиск від сумісної дії зовнішнього навантаження та власної ваги ґрунту або лише власної ваги ґрунту, при якому проявляються просідні властивості ґрунту при його повному водонасиченні. Відповідно до нормативних документів за початковий тиск просідання приймають тиск, при якому $\varepsilon_{sl}=0,01$. Аналогічними дослідженнями, якщо за фіксованого тиску p ($p=const$) змінювати ступінь водонасичення лесового ґрунту, можна отримати **початкову вологість просідання** W_{sl} - мінімальну вологість, за якої ґрунт, що знаходиться в напруженому стані від сумісної дії зовнішнього навантаження та власної ваги ґрунту або лише власної ваги ґрунту, починає просідати. На практиці приймають значення W_{sl} , при якому $\varepsilon_{sl}=0,01$ (рис. 3.2,б).

Фізико-механічні характеристики лесових ґрунтів при замочуванні в процесі просідання різко змінюються. Так, їхній модуль загальної деформації зменшується в 6...8 разів; кут внутрішнього тертя - в 1,5...2 рази; питоме зчеплення - до 10 разів, що зумовлює значне збільшення стисливості та зменшення несучої здатності замочених основ і може спричинити витиснення мас ґрунту порушеної структури під навантаженням.

Зведення будівель і споруд на лесових ґрунтах можливе лише після виконання визначених у кожному конкретному випадку заходів (див. 12.1.4).

3.3. Набрякливі ґрунти

Окремі глинисті ґрунти, знаходячись у напруженому стані від сумісної дії зовнішнього навантаження та власної ваги ґрунту або лише власної ваги ґрунту, збільшують свій об'єм при замочуванні водою або іншою рідиною. Цю властивість називають **здатністю набрякати**. Вона може спричинити підняття денної поверхні землі та зведених на ній будівель і споруд. Найбільш значно змінюється об'єм ґрунтів, які в складі глинистої фракції містять велику кількість частинок глинистих мінералів - іліту, каолініту, монтморилоніту. Залежність об'єму глинистого ґрунту від вологості зумовлена послабленням або повним зникненням неводостійких і маловодостійких жорстких структурних зв'язків, а також сорбуванням пухкозв'язаної (плівкової) води навколо твердих частинок у вигляді гідратних оболонок. При близькому розташуванні частинок одна до одної плівкова вода, прагнучи до рівноважного стану, розклинює (розсовує) частинки до повного водонасичення ґрунту (рис. 3.3). Розклинюючі сили руйнують і деформують (розтягають) структурні зв'язки, що залишилися, надаючи ґрунту більш пухкої будови.

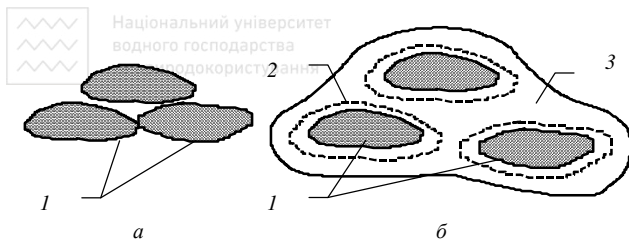


Рисунок 3.3 - Схема набухання ґрунту при замочуванні:
а - сухий ґрунт; б - ґрунт після замочування; 1 - тверді мінеральні частинки; 2 - міцнов'язана вода; 3 - пухкозв'язана вода

Здатність набрякати притаманна, як правило, глинистим ґрунтам, що у природному заляганні мають порівняно високу щільність будови та низьку вологість. Чим більше щільність будови та менше вологість ґрунту при інших

однакових умовах, тим його здатність набрякати більша.

Значний вплив на здатність ґрунтів набрякати чинить їхній мінералогічний склад. При інших однакових умовах ґрунти, що містять у складі глинистої фракції монтморилоніт, набрякають більше, ніж ті ґрунти, що містять каолініт. Каолініт, маючи жорстку кристалічну решітку, взаємодіє з молекулами води та гідратованими катіонами (сорбує їх) лише своєю зовнішньою поверхнею, а монтморилоніт, маючи розсуну кристалічну решітку (пакетну структуру), не лише зовнішньою поверхнею, а ще й більшою мірою - внутрішньою поверхнею структурних шарів, тобто ці частинки здатні всмоктувати в себе воду.

Слід зауважити, що залежно від швидкості послаблення або зникнення жорстких структурних зв'язків, як і швидкості утворення навколо твердих частинок плівок зв'язаної води, набрякання відбувається не миттєво після замочування ґрунту, а впродовж певного часу. При необмеженому доступі замочуючої рідини набрякання закінчується тоді, коли сили розклинювання врівноважуються прикладеним тиском.

Здатність набрякати оцінюють **відносною деформацією набрякання** ϵ_{sw} (див. 1.4.2), яку знаходять за результатами компресійних випробувань ґрунту непорушеної або порушеної структури з подаванням води або іншої рідини в одометр при тиску p , очікуваному в основі. За даними випробувань будують графік зміни висоти зразка ґрунту від тиску при замочуванні (рис. 3.4,а), із якого відносна деформація набрякання дорівнює

$$\epsilon_{sw} = (h_{sat,p} - h_{n,p}) / h_{n,p}, \quad (3.2)$$

де $h_{n,p}$ і $h_{sat,p}$ - висота зразка ґрунту відповідно природної вологості та після його набрякання внаслідок замочування до повного водонасичення ($W=W_{sat}$) при тиску p , очікуваному в основі від сумісної дії зовнішнього навантаження та власної ваги вище розташованого ґрунту.

У деяких випадках (для прогнозування підняття дна відкритого котловану та ін.) відносну деформацію набрякання ϵ_{sw} визначають без прикладання зовнішнього тиску, тобто в умовах вільного набрякання (рис. 3.4,б), за формулою

$$\epsilon_{sw} = \Delta h / h_n = (h_{sat} - h_n) / h_n, \quad (3.3)$$

де h_{sat} - висота зразка ґрунту після його вільного набрякання внаслідок замочування до повного водонасичення ($W=W_{sat}$); h_n - початкова висота зразка ґрунту природної вологості.

До набрякливих відносять ґрунти з коефіцієнтом відносного набрякання без зовнішнього тиску $\epsilon_{sw} \geq 0,04$.

Процесу набрякання перешкоджає опір зчеплення, що розвивається між окремими твердими частинками та їхніми структурними агрегатами, і діючий тиск від сумісної дії зов-

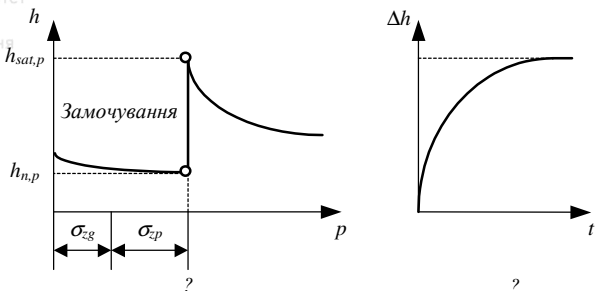


Рисунок 3.4 - Графіки набрякання ґрунту при замочуванні:
а - при зовнішньому тиску p ; б - в умовах вільного набрякання (t - тривалість набрякання)

нішнього навантаження та власної ваги ґрунту або лише власної ваги ґрунту. При певному тиску набрякання не відбувається. Мінімальний тиск, при якому ґрунт не набрякає, називають **початковим тиском набрякання** p_{sw} і визначають із графіка залежності відносних набрякань ґрунту ϵ_{sw} від зовнішніх тисків p , отриманих за результатами компресійних випробувань. Тиску набрякання відповідає точка перетину кривої $\epsilon_{sw}=f(p)$ із віссю тисків p . У деяких глинистих ґрунтах він може сягати 0,5...1 МПа і здатний навіть піднімати дуже важкі споруди. Коли на всіх глибинах у шарі набрякливого ґрунту діючий сумарний тиск більше початкового тиску набрякання, збільшення об'єму ґрунту, а отже, і його переміщення вгору при замочуванні не спостерігається.

Ще однією характеристикою набрякливих ґрунтів є **початкова вологість набрякання** W_{sw} - мінімальна вологість, за якої ґрунт, що знаходиться в напруженому стані під певним тиском або в умовах відсутності тиску, не набрякає.

Під час проектування будівель і споруд на набрякливих ґрунтах необхідно враховувати можливість виникнення небажаних деформацій унаслідок підвищення рівня ґрунтових вод або замочування ґрунту основи атмосферними й виробничими водами та передбачати певні заходи (див. 12.2.3).

При зменшенні вологості набрякливих ґрунтів (при висиханні) відбувається зворотне явище - зменшення об'єму ґрунту. Цю властивість називають **усадкою**. Однак усадка не є дзеркальним відображенням набрякання. Процес усадки супроводжується, наприклад, перерозподілом розчинних хімічних речовин, що містяться в ґрунті, а це, у свою чергу, веде до перерозподілу структурних зв'язків. Усадка, як правило, супроводжується утворенням тріщин у ґрунтових масивах, що може призвести до деформацій будівель і споруд, особливо тих, де технологічні процеси передбачають підвищене виділення теплової енергії або в умовах жаркого та сухого клімату

Здатність ґрунтів до усадки оцінюють **відносною деформацією лінійної усадки** при висиханні ϵ_{sh} , яку обчислюють за формулою

$$\epsilon_{sh} = (h_{n,p} - h_{d,p}) / h_{n,p}, \quad (3.4)$$

де $h_{n,p}$ - висота зразка ґрунту найбільшої природної вологості під тиском p , що очікується в основі від сумісної дії зовнішнього навантаження та власної ваги розташованого ґрунту; $h_{d,p}$ - висота зразка при тому ж самому тиску p після висихання ґрунту.



Природна структура пухких пісків малого ступеня водонасичення ($0 < S_v \leq 0,5$) легко порушується при динамічних впливах (струсах, вибухах, вібраціях тощо). Прискорення, яким вимірюється рівень динамічного впливу та при якому пухкий пісок починає ущільнюватись, називають **критичним**. При рівні динамічного впливу більше критичного відбувається різке ущільнення піску, що спричиняє провальну вертикальну деформацію (просідання) основи. При цьому компресійна крива буде аналогічна тій, що зображена на рис. 3.2,а.

Значення відносної деформації просідання пухкого піску при даному динамічному впливі може бути знайдене з виразу (3.1). При цьому $h_{n,p}$ буде висотою зразка ґрунту при тиску p , очікуваному в основі від сумісної дії зовнішнього навантаження $\sigma_{z,p}$ і власної ваги вище розташованого ґрунту $\sigma_{z,g}$ ($p = \sigma_{z,p} + \sigma_{z,g}$), до динамічного впливу; $h_{n,g}$ - те ж саме, при природному тиску p_I від власної ваги вище розташованого ґрунту ($p_I = \sigma_{z,g}$); $h_{sat,p}$ - те ж саме, при тиску p після динамічного впливу.

Чим більше щільність будови піску, тим при більшому значенні критичного прискорення починається його ущільнення.

Дуже нестійкими системами, які навіть при незначних динамічних впливах можуть розріджуватись, є пухкі піски середнього ступеня водонасичення та насичені водою ($0,5 < S_v \leq 1$). Особливо сильно піддаються розріджуванню дрібні та пилюваті піски, в яких переважають тонкозернисті ($0,1 \dots 0,05$ мм) і дрібнозернисті ($0,25 \dots 0,1$ мм) фракції. Крім того, для цих пісків характерний підвищений і навіть високий уміст пилюватих фракцій ($0,05 \dots 0,005$ мм) та обов'язкова наявність деякої кількості власне глинистих частинок ($< 0,005$ мм) і глинистих частинок колоїдної фракції.

Розріджування пухких пісків відбувається внаслідок переукладання їхніх зернин, зважених у воді. Розріджування може бути поверхневим і внутрішнім. **Поверхнєве** охоплює порівняно невеликі об'єми та виникає при переміщенні людей і механізмів по поверхні пісків, при розроблюванні котлованів, траншей та каналів, відкачуванні води з них тощо. **Внутрішнє** розріджування призводить до зважування великих товщ ґрунту та починається з глибини масиву. Його механізм можна пояснити таким чином. Під впливом динамічного впливу втрачаються контакти між частинками певного глибинного шару або прошарку ґрунту. Якщо до динамічного впливу тиск від зовнішнього навантаження та власної ваги вищерозташованого ґрунту передавався більшою мірою на скелет ґрунту й меншою - на порову воду, то після порушення структури в результаті цього діяння весь тиск раптово передається лише на порову воду, утворюючи в ній напір і спричиняючи її фільтрацію з гідравлічними градієнтами, що перевищують критичні значення. Майже миттєво утворюється висхідний фільтраційний потік, у якому зважається та повністю втрачає міцність весь вище розташований ґрунт, перетворюючись у розріджену пли-



вунну масу, яку називають *піщаною суспензією*. Ця розріджена ґрунтова маса може лавиноподібно витиснутись з-під фундаменту, спричиняючи просідання основи.

Якщо витиснення піщаної суспензії не відбулось, то далі йде процес зменшення тиску води внаслідок її стоку та виникнення нових, більш стійких контактів між твердими частинками. При динамічному впливі, що перевищує початковий, може відбутись нове розріджування піску з подальшим, ще більш щільним укладанням. Так пісок можна поступово довести до такого стану щільності будови, коли динамічні впливи вже не спричиняють його розріджування. Це свідчить про те, що до початку будівництва пухкі середнього ступеня водонасичення та насичені водою піски основ і земляних споруд, які можуть піддаватись дії фільтраційного потоку, необхідно ущільнювати до стану середньої щільності, а при можливості сильних динамічних впливів - до щільного стану.

3.5. Стрічкові глини

Стрічкові озерно-льодовикові глинисті відклади утворились у період розтавання льодовиків у спокійних водних басейнах, де осаджувались зважені осади, що переміщались талими водами: в літній період - більш крупні піщані та пилюваті тверді мінеральні частинки, в зимовий період - глинисті частинки. Унаслідок цього сформувались стрічкові відклади з чергуванням горизонтально розташованих піщаних і глинистих прошарків товщиною від декількох міліметрів до 1 см. Залягають вони потужністю від декількох десятків сантиметрів до декількох десятків метрів. Стрічкові глини мають малу щільність ($\rho=1,3...1,4 \text{ г/см}^3$), частіше за все вони знаходяться в пластичному та текучому станах ($W=0,4...0,5$), у них майже відсутнє зчеплення між твердими частинками ($c=0,02...0,03 \text{ МПа}$), а модуль деформації знаходиться в межах $E=0,2...1,5 \text{ МПа}$. Вони можуть мати прошарки льоду загальною товщиною 10...20 см і більше на 1 м глибини промерзання.

Тонкошарувата текстура стрічкових глин горизонтального залягання зумовлює різку анізотропію їхніх властивостей, особливо за водопроникністю. Унаслідок цього, а також великого вмісту колоїдних фракцій такі ґрунти можуть руйнуватись напірними водами при розроблюванні котлованів, тискотропно розріджуватись при динамічних впливах (тобто зазнавати руйнування структурних зв'язків, розріджуватись, переходити в текучий стан і повністю втрачати свою міцність при динамічних впливах, а після усунення впливу повертатись у свій початковий стан, відновляючи свою міцність), легко набрякати та піддаватись сильному морозному здиманню.

Такі властивості стрічкових глин викликають необхідність спеціальних способів улаштування фундаментів (див. 12.4).



За даними досліджень різні **мули** (визначення див. у 1.4.2) мають щільність $\rho=1,18...1,6 \text{ г/см}^3$; пористість $n_p=45...90\%$; коефіцієнт пористості $e=0,9...9$; вологість $W=0,5...6$ (50...600%); межі пластичності $W_p=0,12...0,93$ і $W_L=0,4...1,25$; відносний вміст органічної речовини $I_r \leq 10\%$ (іноді I_r може сягати 40%). Показники механічних властивостей мулів досить низькі: модуль деформації $E=0,3...4 \text{ МПа}$; структурна міцність $R=0,015...0,03 \text{ МПа}$; кут внутрішнього тертя $\varphi=4...26^\circ$; питоме зчеплення $c \approx 0$. З глибиною ці показники поліпшуються. Висока пористість мулів зумовлена тим, що мул як молодий з геологічної точки зору глинистий осад майже не пройшов стадії діагенезу (перетворення осаду в породу), а також тим, що утворення та подальше існування осаду супроводжується мікробіологічними процесами, що в ньому відбуваються й унаслідок яких він розпушується. Мікробіологічні процеси одночасно сприяють і збільшенню структурної зв'язності, але через велику пористість та високу природну вологість, що перевищує вологість на межі текучості ($W > W_L$), структурна міцність мулів залишається дуже низькою.

Сапропелі (визначення див. у 1.4.2) утворюються на початку болотоутворювальних процесів у водоймищах як наслідок відмирання та осаджування на дні планктону - вільно зважених найпростіших тваринних і рослинних організмів. Сапропелі мають властивості, які значною мірою залежать від віку, умов утворення, типу водоймища, кількості органічної речовини та ін. За даними досліджень такі відклади мають щільність твердих частинок $\rho_s=1,4...2,65 \text{ г/см}^3$ (залежно від вмісту органічної речовини); щільність сухого ґрунту (скелета) $\rho_f=0,05...0,06 \text{ г/см}^3$; пористість $n_p=72...96\%$; коефіцієнт пористості $e=1,7...30$; вологість $W=0,8...20$ (80...2000%). Сапропелі можуть бути ґрунтами слабодопроникними або водонепроникними: їхній коефіцієнт фільтрації змінюється в межах $k_f=i \times 10^{-2}...i \times 10^{-6} \text{ м/доба}$. Сапропелі, як і мули - сильностисливі ґрунти (модуль деформації $E=0,03...2 \text{ МПа}$), що характеризуються досить тривалим терміном консолідації. Міцність сапропелів низька: кут внутрішнього тертя $\varphi=15...29^\circ$; питоме зчеплення $c=0,0002...0,015 \text{ МПа}$.

До специфічних особливостей мулів і сапропелів відносять надмірну стисливість, що лавиноподібно зростає зі збільшенням швидкості прикладання навантаження; тривалість протікання осідань; велику мінливість під навантаженням міцнісних, деформаційних, фільтраційних і реологічних показників; значну тиксотропність при дії динамічних навантажень та ін.

Незважаючи на значну стисливість, низьку міцність, чутливість до порушення природної структури, мули та сапропелі можуть бути використані як природні основи будівель і споруд. Як і всі інші ґрунти, мули та сапропелі при ущільненні зміцнюються. Ця властивість і дозволяє залишати їх в основі, обравши відповідні заходи влаштування основ і фундаментів в умовах залягання слабких ґрунтів (див. 12.4).



Торфи (визначення див. у 1.4.2) - це ґрунти органічного походження. Розрізняють торфи **відкриті** (що залягають біля земної поверхні), цілком неущільнені, та **поховальні**, що залягають на деякій глибині й мають зверху шари природних мінеральних ґрунтів або техногенні відклади (насипні ґрунти).

Унаслідок особливостей утворення та складу торфи за фізико-механічними властивостями значно відрізняються від мінеральних ґрунтів. За даними досліджень торфи мають щільність $\rho = 1,02 \dots 1,042 \text{ г/см}^3$; щільність твердих частинок $\rho_s = 1,4 \dots 1,6 \text{ г/см}^3$; щільність скелета $\rho_d = 0,05 \dots 0,17 \text{ г/см}^3$; пористість $n_p \geq 90 \dots 95\%$; коефіцієнт пористості $e = 11,3 \dots 20,6$; вологість $W = 7,5 \dots 20$ (750...2000%). За фільтраційними властивостями торфи можуть бути ґрунтами від середньоводопроникних до практично водонепроникних.

За складом і будовою торф являє собою сплетений з неповністю розкладених рослинних залишків каркас, заповнений водою й повністю розкладеними (гумусовими) речовинами та негумифікованими залишками. Каркас і гумус складають скелет торфу, механічні характеристики якого зумовлені, головним чином, деформівністю та міцністю каркаса, оскільки гумус у природному стані - речовина пластична, маломіцна й унаслідок цього здатна під навантаженням, що передається на торфову основу, порівняно легко переміщатись відносно елементів каркаса, мало перешкоджаючи його деформівності. У зв'язки з цим торфи вирізняються значною стисливістю (модуль деформації для відкритих торфів $E = 0,1 \dots 0,25 \text{ МПа}$, для поховальних - $1 \dots 3 \text{ МПа}$) і порівняно низькою структурною міцністю ($R = 0,01 \dots 0,045 \text{ МПа}$).

Заторфованими можуть бути піски та глинисті ґрунти, що містять 10...50% за масою торфу.

Торфи та заторфовані ґрунти вирізняє повільне протікання осідань у часі, анізотропія та можливість суттєвої зміни під навантаженням міцнісних, деформаційних і фільтраційних властивостей. Слід також мати на увазі підвищену агресивність ґрунтових вод у торфах і заторфованих ґрунтах по відношенню до матеріалу фундаментів і підземних частин будівель або споруд.

Улаштування фундаментів безпосередньо на поверхні торфів і сильно заторфованих ґрунтів (із відносним умістом органічної речовини $I_r > 0,4$, див. табл. 1.8) унаслідок їхньої надзвичайно великої стисливості, низької міцності та підвищеної агресивності ґрунтових вод у таких ґрунтах не допускається. При обґрунтуванні, підтверджені необхідними розрахунками (див. 8.3.4), ці ґрунти можуть бути залишені в основі лише як підстеляючі шари. Основи, складені заторфованими ґрунтами з меншим ступенем заторфованості ($I_r \leq 0,4$) у певних умовах і після виконання спеціальних заходів можуть бути використані як природні основи (див. 12.4).

4. НАПРУЖЕННЯ В ГРУНТОВОМУ МАСИВІ

4.1. Застосування рішень теорії пружності для розв'язання задач механіки ґрунтів

У практиці проектування основ і фундаментів будівель та споруд найбільший інтерес являють методи визначення напружень у ґрунтовому масиві від дії зовнішніх навантажень в умовах просторової, плоскої та контактної задач, а також від фільтраційних сил і власної ваги ґрунту. Питання про визначення напружень у ґрунтовій товщі має особливо важливе значення для визначення деформацій (найчастіше за все - осідань) і встановлення умов міцності та стійкості основ.

До теперішнього часу в класичній механіці ґрунтів при вирішенні питання про розподіл напружень у ґрунтах використовують математичний апарат теорії пружності, що базується на лінійній залежності між напруженнями та деформаціями (закон Гука). Однак відомо, що рішення теорії пружності можна застосовувати до задач про напружено-деформований стан лише пружних суцільних ізотропних тіл. Разом із тим, дослідженнями фізико-механічних властивостей ґрунтів встановлено:

ґрунт у більшості випадків не є пружним матеріалом (залишкові деформації ґрунту значно переважають пружні);

ґрунту не властива лінійна залежність між напруженнями та деформаціями; ґрунт являє собою несуцільний (дисперсний) матеріал.

Отже в загальному випадку рішення теорії пружності суцільних тіл для ґрунтів неприйнятні. У зв'язку з цим розглянемо питання про допустимість із деякими наближеннями та обмеженнями використання в механіці ґрунтів саме цих рішень.

4.1.1. Фази напружено-деформованого стану ґрунту. Розглянемо процеси, які відбуваються в дисперсному ґрунтовому масиві при поступовому збільшенні навантаження, що передається через жорсткий штамп-фундамент обмежених розмірів. Проф. М.М.Герсеванов уперше вирізнив три характерні фази, що відповідають послідовно протікаючим етапам деформування: фаза ущільнення ґрунту; фаза утворення зон місцевих руйнувань-зсувів (зон локальних пластичних деформацій) і подальшого ущільнення ґрунту; фаза утворення суцільних поверхонь ковзання та випирання ґрунту з-під фундаменту.

На початку першої фази при передачі на ґрунт невеликого тиску фундамент опускається вниз на деяку величину s_i (рис. 4.1,а) лише за рахунок пружних деформацій ґрунту (ділянка OA на рис. 4.1,б). Зі збільшенням тиску

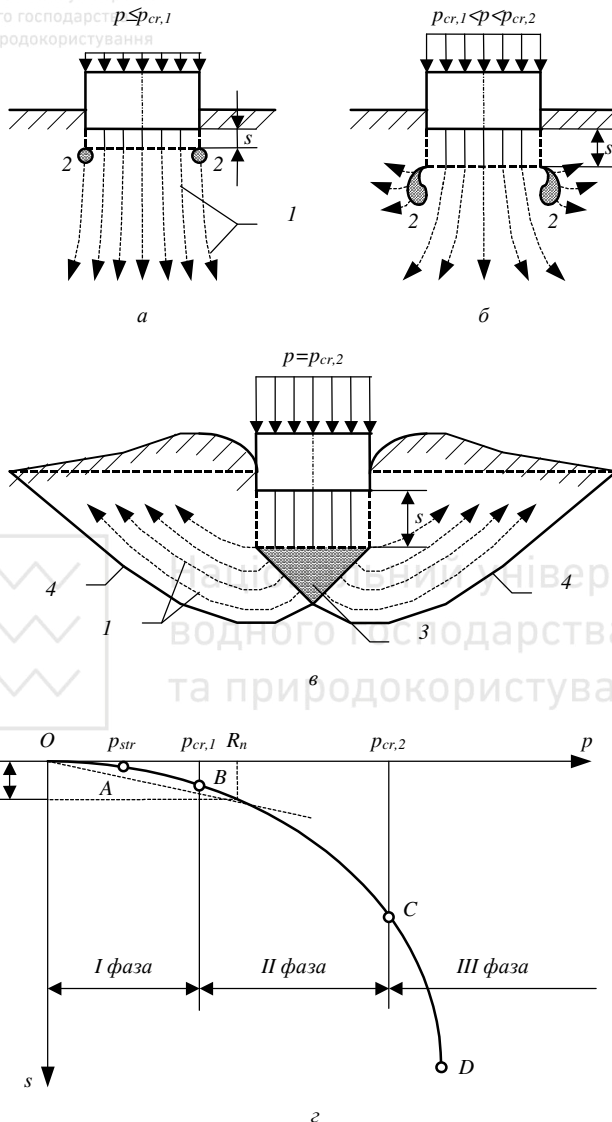


Рисунок 4.1 - Фази деформування ґрунту в основі жорсткого штампа-фундаменту:
а - перша фаза - фаза ущільнення ґрунту; б - друга фаза - фаза утворення зон місцевих руйнувань-зсувів (зон локальних пластичних деформацій) і подальшого ущільнення ґрунту; в - третя фаза - фаза утворення суцільних поверхонь ковзання та випирання ґрунту з-під фундаменту; г - залежність осідань фундаменту s від зовнішнього тиску p ; 1 - траєкторії руху твердих частинок ґрунту; 2 - зони місцевих руйнувань-зсувів; 3 - жорстке ядро; 4 - суцільні поверхні ковзання



у ґрунті з'являються залишкові деформації (ділянка AB на рис. 4.1,з). Максимальний тиск, при якому в ґрунті мають місце лише пружні деформації, називають **структурною міцністю тиску** p_{str} (відповідає точці A на рис. 4.1,з).

Пружні деформації дисперсних ґрунтів зумовлені пружністю твердих частинок, зв'язаної води, структурних зв'язків і защемленого повітря. Їх називають миттєво-пружними, оскільки вони з'являються після передачі на ґрунт тиску майже миттєво. Вони, як правило, невеликі та не є визначальними в складі загальної деформації ґрунту під фундаментом. До пружних відносять і деформації, що утворились унаслідок відтиснення зв'язаної води. Після усунення навантаження вони відновляються, але виявляють себе не миттєво, а впродовж певного часу, тобто відновлення відбувається не пружно. Ці деформації, як правило, більші, ніж суто пружні.

Залишкові деформації дисперсних ґрунтів у першій фазі зумовлені: взаємними зміщеннями твердих частинок, що відбуваються завдяки подоланню сил внутрішнього тертя та руйнуванню структурних зв'язків між частинками; руйнуванням структурних елементів-агрегатів (руйнування агрегатів - це також взаємне зміщення твердих частинок) і рідше - самих твердих частинок. Вони супроводжуються зменшенням пористості ґрунту. При цьому тверді частинки, зміщаючись одна відносно одної, переміщуються переважно вниз практично без відхилення від вертикалі (рис. 4.1,а). Зона переміщень із збільшенням тиску розповсюджується на значну глибину, що зазвичай перевищує ширину підшови фундаменту. Чим більше щільність ґрунту, тим більшу глибину захоплює зона вертикальних переміщень твердих частинок.

Зі збільшенням тиску зростають як пружні, так і залишкові деформації; частка останніх переважає, але при цьому відбувається лише зменшення пористості ґрунту.

З перевищенням тиском певної межі $p_{cr,1}$ (рис. 4.1,з), що називають **першим критичним тиском**, у ґрунті внаслідок концентрації напружень під кряями підшови фундаменту починають утворюватись зони місцевих руйнувань (зсувів) або інакше - зони локальних пластичних деформацій (рис. 4.1,а), які відокремлюють ґрунт, що переміщається разом із фундаментом, від оточуючого масиву. Виникнення таких зон місцевого руйнування свідчить про закінчення першої та початок другої фази деформування ґрунту.

Перша фаза деформування - фаза ущільнення ґрунту - виражена практично прямою лінією (ділянка OA на рис. 4.1,з); початок другої фази характеризується переходом прямої лінії в криву. Зі збільшенням тиску ця крива йде крутіше вниз (ділянка BC на рис. 4.1,з), що свідчить про розвинення зон пластичних деформацій і подальше ущільнення ґрунту, у тому числі - у сторони від зон зсувів (рис. 4.1,б).

З початком другої фази безпосередньо під підшовою фундаменту починає формуватись жорстке (ущільнене) ядро ґрунту у формі клина, у межах якого зсуви не відбуваються та яке стає немов би одним цілим із фундаментом. Ос-



таточно ядро формується до закінчення другої та початку третьої фази. У подальшому воно, переміщаючись вниз, розсовує (розклинює) оточуючий ґрунт. Унаслідок злиття зон зсувів під підшовою та в сторони від фундаменту утворюються суцільні поверхні ковзання, по яким відбувається витиснення ґрунту з випиранням його в напрямках найменшого опору, тобто в сторони та вгору (рис. 4.1,є). Крива $s_f=f(p_i)$ після закінчення другої фази зі збільшенням тиску різко йде вниз (ділянка CD на рис. 4.1,з), що свідчить про повне руйнування ґрунту основи. Процес випирання ґрунту з-під фундаменту, що відбувається майже миттєво, відносять до третьої фази деформування ґрунту. Тиск $p_{cr,2}$ по підшві фундаменту, який відповідає початку третьої фази, називають **другим критичним** (або граничним) **тиском**.

Перехід з однієї стадії деформування в іншу (особливо з другої у третю) не буває різко вираженим, тому розмежування між ними роблять умовно.

Дещо іншу картину отримують для фундаментів із підвищеною глибиною закладання (рис. 4.2). У цьому випадку під навантаженням фундаментом також утворюється ущільнене ядро, однак випирання ґрунту на поверхню не відбувається через значне всебічне обтиснення. Зони зсувів мають невелике розвинення, та ґрунт, що зсувається, спроможний лише спричинити ущільнення в розташованій навколо підшви фундаменту зоні. Це зумовлює підвищення несучої здатності основ із збільшенням глибини закладання фундаментів.

4.1.2. Основні положення теорії розподілу напружень у ґрунтовому масиві. Вище (див. 2.2.3 і 4.1.1) була доведена можливість прийняття в межах відносно невеликих змін навантажень, що відповідають першій фазі деформування ґрунту лінійної залежності між тисками (напруженнями) і відносними деформаціями, яка підпорядковується закону Гука. Отже можна прийняти припущення, що в певних межах тисків **ґрунт є лінійно деформівним тілом**.

Разом із тим, за даними компресійних досліджень при тисках, більших структурної міцності, має місце далеко не пружне деформування ґрунту - після усунення навантаження він отримує значні залишкові деформації. Але, зважаючи на те, що в будівельній практиці при зведенні будівель і споруд зазвичай не доводиться мати справу з розвантаженням ґрунту основи, можна допустити правомірність **застосування для ґрунту рішень теорії пружності лише при одноразовому його завантаженні**.

Ґрунт є дискретним середовищем, що складається з окремих різних за формою та крупністю твердих частинок. При цьому спрощену будову ґрунто-

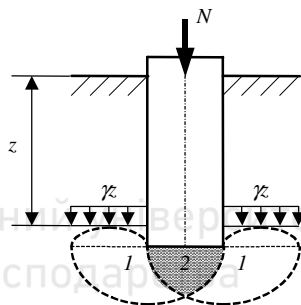


Рисунок 4.2 - Схема руйнування основи під фундаментом глибокого закладання:
1 - зона зсуву; 2 - ущільнене ядро



вого масиву можна представити *моделью дискретного середовища* у вигляді системи однакових за розмірами взаємодіючих куль або циліндрів (плоска задача), укладених за схемою, як показано на рис. 4.3.

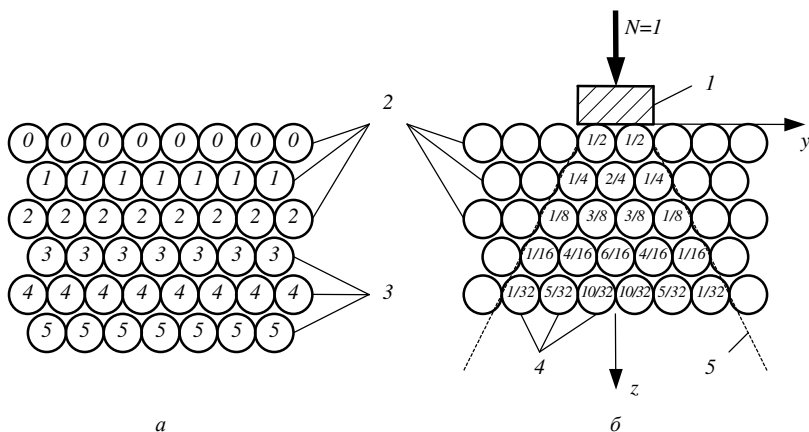


Рисунок 4.3 - Спрощена модель будови ґрунту (модель дискретного середовища):

a - схема передачі (розподілення) ваги твердих частинок одна на одну; *б* - схема передачі (розподілення) зовнішньої зосередженої сили $N=1$ на тверді частинки; 1 - жорсткий штамп-фундамент; 2 - тверді частинки; 3 - цифрами показано, вага скількох вищерозташованих частинок передається на дану частинку; 4 - цифрами показано, яка частина зовнішньої зосередженої сили $N=1$ передається на кожну конкретну частинку; 5 - лінія розсіювання напружень

Тиск від навантаження, що прикладене до поверхні ґрунтового масиву, передається в ґрунті від частинки до частинки через точки контакту між ними, через плівки зв'язаної води та через міжчастинкові структурні зв'язки, розподіляючись у міру заглиблювання в ґрунт на все більшу площу. Середня величина зусиль, що діють на окремі частинки, при цьому зменшується, тобто відбувається розсіювання або затухання зусиль по глибині та при віддаленні в сторони. Однак напруження в окремих частинках і міжчастинкових зв'язках у межах будь-якого виділеного перерізу (переріз AB на рис. 4.4) можуть перевищувати їхню міцність і спричиняти руйнування. При розгляді напруженого стану ґрунту подібну місцеву концентрацію напружень не враховують у зв'язку з тим, що вона, відображаючись на розташуванні окремих частинок, не впливає на стійкість ґрунтового масиву вцілому.

На відміну від суцільних тіл, при оцінці напружень у ґрунтах, що є дисперсними зернистими системами, прикладені до окремих ґрунтових частинок реальні сили замінюють уявними, розподіленими по всьому об'єму або перерізу ґрунтового масиву, у тому числі і в проміжках між частинками. Величину цих сил, віднесених до одиниці площі перерізу масиву, і приймають за величину напружень у ґрунті (лінія 2 на рис. 4.4). Це виправдовується тим, що розміри ґрунтових частинок суттєво малі порівняно з розмірами площадок,

через які тиск від будівель і споруд передається на ґрунт. За таких умов вважають, що **ґрунт є суцільним тілом** і для нього може бути застосована **модель суцільного середовища** (як і для будь-якого твердого тіла, рідини або газу). Це дозволяє широко використовувати відомі розв'язання теорії пружності, теорії пластичності, гідромеханіки та інших розділів механіки суцільних середовищ.

У більшості випадків ґрунтам властива анізотропія, що зумовлена як характером їхнього утворення, так і попереднім напруженим станом. Проте при розв'язанні інженерних задач із деяким наближенням приймають, що **ґрунт є однорідним та ізотропним тілом, що має однакові властивості в усіх напрямках**. При необхідності можна врахувати анізотропність ґрунтів, але це призводить до ускладнення розрахунків.

Остаточно при визначенні напружень в основі можна допустити, що для ґрунтового масиву за відсутністю в ньому областей граничного напруженого стану (перша фаза деформування ґрунту) існує інтервал тисків (напружень), у межах якого **ґрунт можна вважати суцільним, однорідним та ізотропним лінійно деформівним тілом, що зазнає одноразового завантаження**. За цих умов для визначення усереднених напружень у точці масиву ґрунту допустимо використання рішень теорії пружності.

Напружений стан у деякій точці ґрунтового масиву можна характеризувати сукупністю діючих у ній напружень.

У системі прямокутних координат напружений стан елементарного кубика (рис. 4.5) характеризують такими напруженнями: σ_z - вертикальне нормальне напруження; σ_y і σ_x - горизонтальні нормальні напруження, що діють у напрямках осей відповідно у і х; τ_{xy} і τ_{yx} - однакові між собою відповідно до правила "парності напружень" дотичні напруження, що діють по гранях, паралельних до осі z; τ_{zx} і τ_{xz} - однакові дотичні напруження, що діють по гранях, паралельних до осі y; τ_{yz} і τ_{zy} - однакові дотичні напруження,

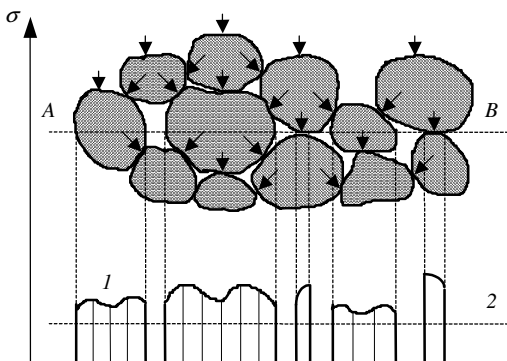


Рисунок 4.4 - Схема розподілення напружень в окремих частинках ґрунтового масиву:

1 - фактичні напруження в частинках ґрунту; 2 - середня величина напружень у масиві ґрунту

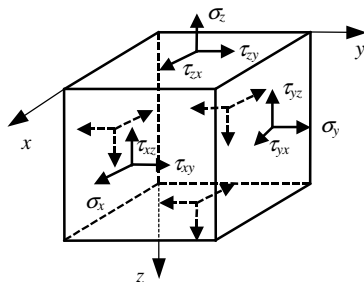


Рисунок 4.5 - Напружений стан "елементарного" об'єму ґрунту

Розрізняють такі два випадки розрахунку напружень:

в умовах **плоскої задачі** - від навантажень, що прикладені до умовно нескінченних смуг постійної ширини та однаково розподілені по довжині й ширині смуги в будь-якому перерізі (довгі стрічкові фундаменти, основи підпирних стін, дорожніх насипів, дамб, гребель тощо);

в умовах **просторової задачі** - від навантажень, розподілених по площадці, що має обмежені розміри в усіх напрямках (окремо розташовані фундаменти будівель і споруд, опори акведуків, шляхопроводів тощо).

В умовах плоскої задачі для оцінки напруженого стану ґрунту достатньо дослідити розподіл напружень у будь-якому перерізі масиву, перпендикулярному осі завантаженої смуги, тобто складові напружень змінюються лише в напрямках осей координат z і y , зберігаючи постійне значення в напрямку осі x .

В умовах просторової задачі, напружений стан масиву ґрунту характеризують зміною складових напружень у напрямках усіх трьох осей координат.

4.2. Розрахункові моделі ґрунтового середовища

При розроблюванні методів розрахунку ґрунтового середовища доводиться вдаватися до схематизації властивостей ґрунту та процесів, що в ньому відбуваються. При цьому залежно від поставленої задачі вирізняють найбільш важливі для ґрунту фактори, а решту - не враховують. У результаті створюють **розрахункову модель ґрунту**, яка максимально відображає дійсну природу розглядуваного явища.

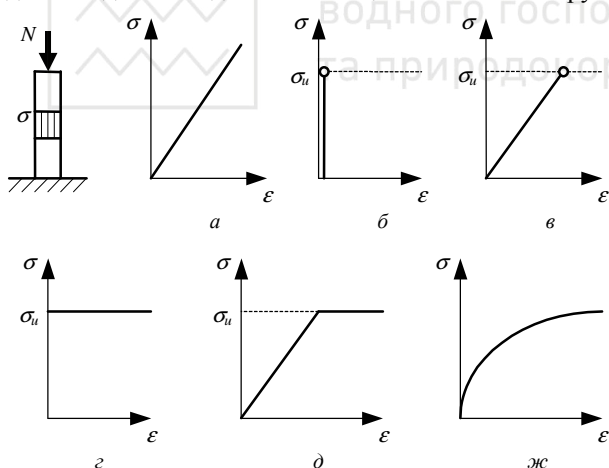


Рисунок 4.6 - Залежність між напруженнями та деформаціями при одноосовому стиску у випадку:

а - моделі лінійно деформівного середовища; *б* - моделі середовища теорії граничної рівноваги; *в* - змішаної моделі лінійно деформівного середовища та середовища теорії граничної рівноваги; *г* - моделі середовища теорії пластичності (жорстко-пластичне тіло); *д* - змішаної моделі лінійно деформівного середовища та середовища теорії пластичності (модель пружно-пластичного середовища); *ж* - моделі нелінійно деформівного середовища

цьому залежно від поставленої задачі вирізняють найбільш важливі для ґрунту фактори, а решту - не враховують. У результаті створюють **розрахункову модель ґрунту**, яка максимально відображає дійсну природу розглядуваного явища.

4.2.1. Розрахункова модель лінійно деформівного середовища. Модель лінійно деформівного середовища базується на викладених вище (див. 4.1.2) передумовах, а саме - наявності лінійної залежності між



напруженнями та деформаціями (рис. 4.6,а), можливості застосування теорії пружності для ґрунтового середовища лише на етапі одноразового завантаження без подальшого розвантаження та уявлення про ґрунт як про суцільне, однорідне та ізотропне тіло.

При використанні цієї моделі будь-яка задача зводиться до розв'язання системи рівнянь, до складу якої, як відомо з курсу теорії пружності, входять статичні, геометричні та фізичні рівняння.

У випадку плоскої задачі **статичні рівняння** (рівняння рівноваги) для нескінченно малого елемента (рис. 4.7,б) середовища (рис. 4.7,а) мають вигляд

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y = 0; \quad \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z = 0, \quad (4.1)$$

де $\sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{zy}$ - нормальні та дотичні напруження по гранях dy і dz елемента середовища; Y і Z - складові об'ємних сил (наприклад, фільтраційних сил, власної ваги ґрунту тощо).

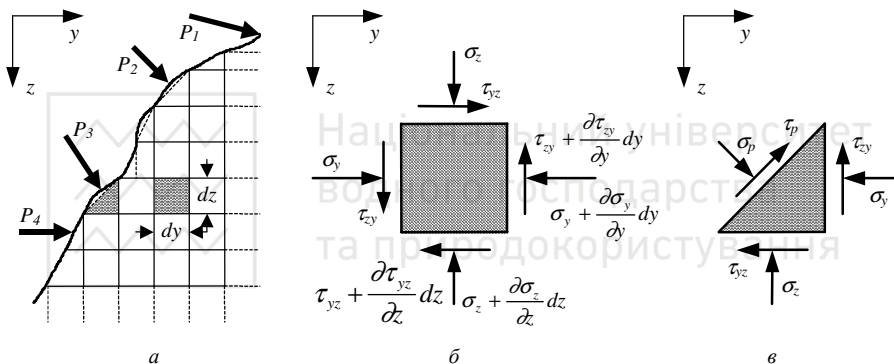


Рисунок 4.7 - Елементи ґрунтового середовища (а) у середині (б) і на зовнішніх границях (в)

Геометричні рівняння, що зв'язують лінійні ε та кутові γ деформації з переміщеннями u і w (рис. 4.8), у загальному випадку є нелінійними, наприклад:

$$\varepsilon_y = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right] \quad \text{або}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} + \left(\frac{\partial u}{\partial y} \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \frac{\partial w}{\partial z} \right) \text{ і т. д.}$$

Однак у більшості задач деформації можна вважати малими ($\ll 1$), що

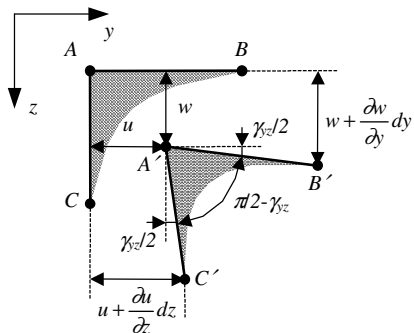


Рисунок 4.8 - Грані елемента до та після деформування середовища



дозволяє нехтувати членами $\left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)^2$, $\left(\frac{\partial u}{\partial y} \frac{\partial u}{\partial z}\right)$ і т. д., а геометричні рівняння у

випадку плоскої задачі приймати у вигляді

$$\begin{aligned}\varepsilon_y &= \frac{\partial u}{\partial y}; & \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z}; \\ \gamma_{yz} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}.\end{aligned}\quad (4.2)$$

Фізичні рівняння характеризують залежності між напруженнями і деформаціями та приймаються як співвідношення узагальненого закону Гука (див. формулу (2.14)), який, зокрема, у випадку плоскої задачі має вигляд

$$\begin{aligned}\varepsilon_y &= \frac{1}{E}[\sigma_y - \mu\sigma_z]; & \varepsilon_z &= \frac{1}{E}[\sigma_z - \mu\sigma_y]; \\ \gamma_{yz} &= \frac{2(1+\mu)}{E}\tau_{yz},\end{aligned}\quad (4.3)$$

де E - модуль загальної деформації ґрунту (модуль Юнга); μ - коефіцієнт бокового розширення ґрунту (коефіцієнт Пуассона).

Таким чином, у загальному випадку для плоскої задачі з восьми рівнянь (4.1)...(4.3) визначають: невідомі три компоненти напружень - σ_y , σ_z і τ_{yz} (відповідно до правила "парності напружень" $\tau_{zy} = \tau_{yz}$); три компоненти деформацій - ε_y , ε_z і γ_{yz} ($\gamma_{yz} = \gamma_{zy}$); два компоненти переміщень - u і w . Для умов простої задачі таких рівнянь і невідомих буде 15.

Крім зазначених є ще **рівняння сумісності** (нерозривності) **деформацій**, які отримують шляхом перетворення геометричних рівнянь (4.2) і використовують замість них або залучають як контрольні співвідношення перевірки умови, що середовище після його навантаження залишається суцільним. Інакше кажучи, деформації елементарних прямокутників, на які до прикладання навантаження можна уявно розділити середовище (див. рис. 4.7), після дії навантаження повинні бути сумісними, тобто такими, за яких не порушується суцільність середовища (не утворюються щілини між гранями елементів середовища).

Рівняння сумісності для плоскої задачі має вигляд

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_y}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_z}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{yz}}{\partial y \partial z}.\quad (4.4)$$

Застосовуючи фізичні рівняння (4.3), вираз (4.4) може бути записаний через напруження у вигляді рівняння сумісності Бельтрамі-Мітчела:

$$\nabla^2(\sigma_y + \sigma_z) = -\frac{1}{1-\mu}\left(\frac{\partial \gamma}{\partial y} + \frac{\partial Z}{\partial z}\right),\quad (4.5)$$



де $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ (4.6) - оператор Лапласа.

Саме розв'язання задачі теорії пружності виконують одним із трьох основних методів: напружень (сил), переміщень або змішаним. Зокрема, при розв'язанні плоскої задачі методом сил система рівнянь моделі лінійно деформівного середовища складається з двох рівнянь рівноваги (4.1) і рівняння сумісності (4.5) із трьома невідомими (σ_y , σ_z і τ_{yz}).

Крім рівнянь рівноваги й сумісності напруження та переміщення середовища повинні задовольняти відповідним для кожного окремого випадку **граничним умовам**, тобто приймати на границі середовища задані значення (див. рис. 4.7,а). Рівняння, що зв'язують задані граничні напруження σ_p і τ_p із напруженнями усередині середовища, отримують для плоскої задачі з розгляду умов рівноваги граничного трикутного елемента середовища (див. рис. 4.7,в) і приводяться в курсі теорії пружності.

На закінчення слід підкреслити особливість моделі лінійно деформівного середовища, яка полягає в тому, що, враховуючи природні умови рівноваги та нерозривності (суцільності) середовища, вона за будь-якого напруженого стану передбачає **виконання закону Гука, тобто лінійної залежності між напруженнями та деформаціями, і неможливість ні за яких умов виникнення ні в одній точці ґрунтового середовища граничного напруженого стану - руйнування, пластичного стікання та ін.**

4.2.2. Розрахункова модель середовища теорії граничної рівноваги.

Ця модель базується на припущенні, що в усіх точках ґрунтового середовища існують площадки, по яких виконуються **умови граничної рівноваги**. Відповідна система рівнянь для випадку плоскої задачі має вигляд

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y &= 0; \\ \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z &= 0; \end{aligned} \right\} \quad (4.7)$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2p_e} = \sin \varphi,$$

де σ_1 і σ_3 - головні напруження; $p_e = c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$; c - питоме зчеплення; φ - кут внутрішнього тертя.

Якщо перші два рівняння є, як і раніше, рівняннями рівноваги середовища, то третє (4.7) - **рівняння граничної рівноваги** - визначає всі особливості моделі. Вираз (4.7), як було показано раніше (див. 2.4.4), є однією з форм запису закону Кулона-Мора $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$, вираженого через головні напруження.

У моделі середовища теорії граничної рівноваги приймають положення, що **в усіх точках ґрунтового середовища виникає початок граничного напруженого стану - початок порушення міцності ґрунту, розвитку над-**

мірних пластичних деформацій та ін. Особливість моделі проілюстровано відповідним їй графіком на рис. 4.6,б одноосьового напружено-деформованого стану, де σ_u - граничне, руйнівне напруження. Слід зазначити, що в моделі середовища теорії граничної рівноваги розглядають лише досягнення в будь-якій точці граничного стану без будь-яких попередніх деформацій і без розгляду подальшого можливого стікання середовища, тобто можна сказати, що ця модель - бездеформаційна.

4.2.3. Змішані розрахункові моделі. Змішана розрахункова модель лінійно деформівного середовища та середовища теорії граничної рівноваги є синтезом двох вище розглянутих і передбачає наявність у ґрунтовому масиві як області лінійного деформування, так і області граничного напруженого стану (див. рис. 4.1,а).

Система рівнянь, що описують напружений стан такого середовища, об'єднує попередні (4.1), (4.5) і (4.7) та має такий вигляд:



$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + Y &= 0; \\ \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + Z &= 0; \end{aligned} \right\}$$

$$\nabla^2 (\sigma_y + \sigma_z) = -\frac{1}{1-\mu} \left(\frac{\partial Y}{\partial y} + \frac{\partial Z}{\partial z} \right);$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2p_e} = \sin \varphi.$$

Рівняння рівноваги (4.1) повинні виконуватись у всьому ґрунтовому середовищі, рівняння сумісності (4.5) - лише в пружній області, а рівняння (4.7) - лише в області граничної рівноваги. На межі двох середовищ і на зовнішніх границях повинні задовольнятись відповідні граничні умови. Така, безперечно, більш широка модель ґрунтового середовища може бути також проілюстрована на прикладі одноосьового стиску (див. рис. 4.6,в). У цьому випадку після початкового етапу лінійних деформацій зразок ґрунту при напруженні σ_u переходить у граничний стан.

Додавши рівняння, що характеризують деформації середовища в пластичній області, можна отримати модель ідеально пружно-пластичного середовища (змішана модель лінійно деформівного середовища та середовища теорії пластичності), прикладом якого буде той же самий випадок одноосьового стиску, але з характером деформацій, який показано на рис. 4.6,д.

Якщо пружні деформації не враховувати, то маємо випадок моделі теорії пластичності (жорстко-пластичного тіла), одноосьовий стиск якого характеризується графіком на рис. 4.6,з.

4.2.4. Застосування основних розрахункових моделей. Описані вище розрахункові моделі лінійно деформівного середовища (див. 4.2.2) і середо-

вища теорії граничної рівноваги (див. 4.2.3) називають основними в механіці ґрунтів, тому що саме їх найбільш широко застосовують при розв'язанні прикладних інженерних задач. Ці моделі відображають крайні можливі стани ґрунтового масиву, оскільки одна з них базується на припущенні, що ні в одній точці ґрунтового середовища немає граничного напруженого стану, а друга, навпаки, на умові, що граничний стан має місце в усіх точках ґрунтового середовища.

Специфіку цих двох протилежних моделей можна проілюструвати прикладом оцінки на їхній підставі осідання фундаменту споруди або штампа (рис. 4.9). У випадку застосування моделі лінійно деформівного середовища при збільшенні навантаження q можна отримати лише пряму 1, а в моделі теорії граничної рівноваги лише величину граничного навантаження (тобто точку q_u на осі навантажень q). Однак розв'язання конкретних задач на базі цих моделей, які достатньою й доступною мірою розроблені та найбільш широко застосовуються в інженерній практиці, складають концепцію сучасних будівельних норм і правил із проектування основ та фундаментів будівель і споруд. До того ж ці розв'язання порівняно прості, а завдяки наявності чисельних таблиць і графіків - доступні будь-якому проектувальнику.

Поява потужних ЕОМ і використання в механіці ґрунтів ефективних методів чисельного розв'язання задач механіки суцільних середовищ - методу скінченних різниць і методу скінченних елементів - стали поштовхом у практичному застосуванні ще й інших розрахункових моделей. Так, у проектну практику втілена давно відома змішана модель лінійно деформівного середовища та середовища теорії пластичності (рис. 4.6,д), що дозволяє отримати розв'язання для будь-якого випадку розвитку областей граничної рівноваги, з поступовим переходом від "пружного" розв'язання до граничного стану. Застосовуючи модель теорії пружно-пластичного середовища для фундаменту (див. рис. 4.9) можна отримати практично всю криву 2 зв'язку "осідання s - навантаження q ", яка узагальнює обидві граничні моделі. В результаті ця змішана модель значно більшою мірою віддзеркалює фізичну природу явищ і наближає дані розрахунку до результатів спостережень і експериментів.

В останні десятиріччя ведеться інтенсивне розроблювання й інших більш загальних і складних моделей ґрунту, що повніше відображають низку важливих процесів, які протікають у ґрунтах (неоднорідність будови природного ґрунтового середовища, анізотропію ґрунтів, процеси повзучості скелета ґру-

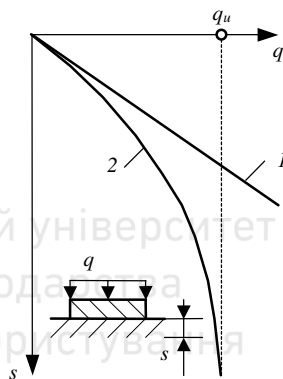


Рисунок 4.9 - Графік залежності осідання s штампа від навантаження q за моделлю лінійно деформівного середовища (1) і змішаною моделлю пружно-пластичного середовища (2)



нту та релаксації напружень тощо). У зв'язку з розвитком таких розв'язань може виникнути думка відмовитись від застосування основних граничних моделей, які є їхніми окремими випадками. Уявляється, що для інженерної практики це не завжди буде раціонально та економічно. Скрізь, де це обгрунтовано й може вважатись допустимим, із достатнім для практичних цілей наближенням слід застосовувати граничні моделі як більш прості, доступні та такі, що вимагають менших витрат розрахункової праці.

4.3. Напруження в масиві ґрунту при дії зовнішніх навантажень у випадку просторової задачі

4.3.1. Дія вертикальної зосередженої сили (основна задача). Розглянемо дію вертикальної зосередженої сили N , прикладеної у точці O перпендикулярно до горизонтальної площини ґрунтового масиву, що являє собою поверхню суцільного, однорідного та ізотропного лінійно деформівного напівпростору, який нескінченно простягається нижче цієї площини в глибину та в сторони. Під дією сили в усіх точках напівпростору виникає складний напружений стан. У загальному випадку в кожній точці, віддаленій від точки O , в декартовій системі координат будуть діяти шість складових напружень σ_z ,

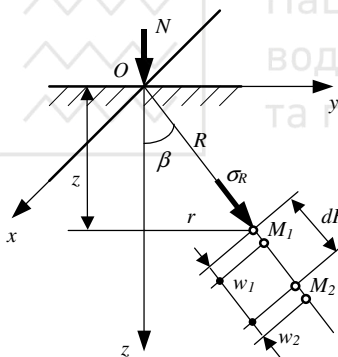


Рисунок 4.10 - Схема до визначення радіального стискаючого напруження в будь-якій точці ґрунтового напівпростору від дії вертикальної зосередженої сили

діяти шість складових напружень σ_z , σ_y , σ_x , τ_{zy} , τ_{zx} , τ_{xy} .

Розв'язання цієї задачі, яку називають *основною задачею визначення напружень від дії зовнішніх навантажень*, для пружного напівпростору вперше було виконано французьким ученим Ж.Буссінеском (1885 р.). Тут ми обмежимося виведенням формул напружень лише для горизонтальних площадок, паралельних обмежувчій площині, що найбільш часто використовують у розрахунковій практиці, тобто напружень σ_z , τ_{zy} і τ_{zx} .

Візьмемо довільну точку M_1 (рис.

4.10) на глибині z з координатами R і β у системі полярних координат із початком у точці прикладання сили N . Під дією цієї сили точка M_1 переміститься в напрямку радіуса R на величину w_1 . Чим далі від точки O буде розташована точка M_1 , тим менше буде її переміщення, а при $R=\infty$ переміщення точки M_1 дорівнюватиме нулю. Отже w_1 можна прийняти обернено пропорційним до R . У той же час за одного й того ж самого значення R для різних величин кута β переміщення точок будуть неоднаковими. Найбільше переміщення отримає точка, розташована на осі z , тобто при $\beta=0$. Зі збільшенням кута β переміщен-



ня в напрямку радіуса R будуть зменшуватись, і у випадку $\beta=90^0$ (на поверхні ґрунту) дорівнюватимуть нулю. У зв'язку з цим можна припустити, що переміщення точки M_1 у напрямку радіуса R , за виключенням зони біля точки прикладання сили N , буде

$$w_1 = \frac{a_{pr}}{R} \cos \beta, \quad (4.8)$$

де a_{pr} - коефіцієнт пропорційності.

Розглянемо тепер точку M_2 на продовженні радіуса R , яка знаходиться на відстані dR від точки M_1 . Використовуючи вираз (4.8), знайдемо переміщення w_2 точки M_2 за напрямком радіуса R :

$$w_2 = \frac{a_{pr}}{R + dR} \cos \beta. \quad (4.9)$$

Неважко помітити, що різниця переміщень $(w_1 - w_2)$ дає значення деформації стиску (ущільнення) на відріжку M_1M_2 . Отже відносна деформація стиску ґрунту на відріжку M_1M_2 складе

$$\epsilon_R = \frac{w_1 - w_2}{dR} = \frac{a_{pr}}{dR} \left(\frac{1}{R} - \frac{1}{R + dR} \right) \cos \beta = \frac{a_{pr}}{R^2 + RdR} \cos \beta.$$

Нехтуючи величиною RdR , незрівнянно меншою, ніж R^2 , одержимо

$$\epsilon_R = \frac{a_{pr}}{R^2} \cos \beta. \quad (4.10)$$

Відповідно до теорії лінійно деформованих тіл, радіальне стискаюче напруження, що діє в точці M_1 після прикладання сили N , без урахування ваги ґрунту дорівнюватиме

$$\sigma_R = b_{pr} \epsilon_R, \quad (4.11)$$

де b_{pr} - коефіцієнт пропорційності між напруженнями та деформаціями.

Після підстановки виразу (4.10) у (4.11) одержимо

$$\sigma_R = \frac{a_{pr} b_{pr}}{R^2} \cos \beta. \quad (4.12)$$

Добуток коефіцієнтів пропорційності $(a_{pr} b_{pr})$ знайдемо з умови рівноваги, для складання якої розглянемо схему, представлену на рис. 4.11. З напівпростору умовно відокремимо напівкульове тіло, що має радіус R і центр у точці O прикладання зосередженої сили N . Зовнішня сила N урівноважується радіальним реактивним напруженням σ_R , прикладеним до всієї поверхні напівкулі. Відповідно до формули (4.12) радіальне напруження змінюється від нуля у обмежуючій напівпростір площини до максимального значення на осі Oz . На відстані z від обмежуючої площини паралельно їй відокремимо на поверхні напівкулі елементарний пояс шириною CD із центральним кутом $d\beta$ і радіусом r відносно осі Oz . Тоді ширина елементарного пояса буде $CD = Rd\beta$, а його площа, відповідно до розрахункової схеми, дорівнюватиме

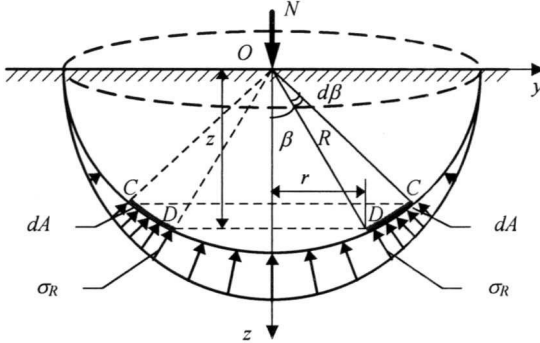


Рисунок 4.11 - Схема розподілу радіальних реактивних напружень по напівкульовій поверхні при дії вертикальної зосередженої сили

Рівність нулю суми проекцій радіального реактивного напруження σ_R , вираженої інтегралом. Отже умова рівноваги матиме вигляд

$$N - \int_0^{\pi/2} \sigma_R \cos \beta dA = 0. \quad (4.14)$$

Підставивши в тотожність (4.14) значення σ_R і dA відповідно з формул (4.12) і (4.13), отримаємо

$$N - \int_0^{\pi/2} \left[\left(a_{pr} b_{pr} \right) / R^2 \right] 2\pi R^2 \cos^2 \beta \sin \beta d\beta = 0,$$

а після скорочення

$$N - \left(a_{pr} b_{pr} \right) 2\pi \int_0^{\pi/2} \cos^2 \beta \sin \beta d\beta = 0.$$

Після інтегрування по β і підстановки меж інтегрування будемо мати

$$N - \frac{2\pi}{3} a_{pr} b_{pr} = 0, \quad (4.15)$$

звідки добуток невідомих коефіцієнтів пропорційності

$$a_{pr} b_{pr} = \frac{3}{2\pi} N. \quad (4.16)$$

Підставляючи отриманий вираз (4.16) у формулу (4.12) для радіальних стискаючих напружень, одержимо

$$\sigma_R = \frac{3}{2\pi} \frac{N}{R^2} \cos \beta. \quad (4.17)$$

Радіальне стискаюче напруження σ_R діє на похилу площадку dA , перпен-

Для відокремленого елементарного пояса радіальне реактивне напруження можна прийняти як постійне. Складемо умову рівноваги для відсіченого елемента, яка, як відомо, являє собою рівність нулю суми проекцій усіх прикладених до відокремленого напівкульового тіла сил на вертикальну вісь Oz . Ця сума складається з проекцій зовнішньої сили N і сумарної по всій напівкульовій пове-

дикулярну радіусу R . Віднесемо величину цього напруження до горизонтальної площадки, паралельної обмежувчій площині та складаючої з площадкою dA кут β (рис. 4.12). Позначимо це напруження σ'_R . З геометричних співвідношень

$$\sigma'_R = \sigma_R \cos \beta \quad (4.18)$$

або, підставляючи значення σ_R із виразу (4.17) і приймаючи до уваги, що $\cos \beta = z/R$, отримаємо

$$\sigma'_R = \frac{3}{2\pi} \frac{N}{R^2} \cos^2 \beta = \frac{3}{2\pi} N \frac{z^2}{R^4}. \quad (4.19)$$

Далі радіальне напруження σ'_R , що виникає на горизонтальній площадці, розкладемо за напрямками осей Oz , Oy і Ox . У результаті отримаємо нормальне до горизонтальної площадки стискаюче напруження σ_z та дотичні зсувні напруження τ_{zy} і τ_{zx} , що лежать у її площині:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \sigma'_R \cos(\sigma'_R, Oz); \\ \tau_{zy} &= \sigma'_R \cos(\sigma'_R, Oy); \\ \tau_{zx} &= \sigma'_R \cos(\sigma'_R, Ox). \end{aligned} \right\}$$

Але оскільки

$$\left. \begin{aligned} \cos(\sigma'_R, Oz) &= z/R; \\ \cos(\sigma'_R, Oy) &= y/R; \\ \cos(\sigma'_R, Ox) &= x/R, \end{aligned} \right\}$$

то формули для визначення

величин складових напружень у точках, що лежать на горизонтальній площадці, паралельній обмежувчій площині, остаточно матимуть такий вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{3}{2\pi} N \frac{z^3}{R^5}; \\ \tau_{zy} &= \frac{3}{2\pi} N \frac{yz^2}{R^5}; \\ \tau_{zx} &= \frac{3}{2\pi} N \frac{xz^2}{R^5}. \end{aligned} \right\} \quad (4.20)$$

Зазначимо, що величини як нормальних стискаючих σ_z , так і дотичних зсувних напружень τ_{zy} і τ_{zx} для горизонтальних площадок, паралельних обмежувчій напівпростір площині, не залежать від будь-яких характеристик одно-

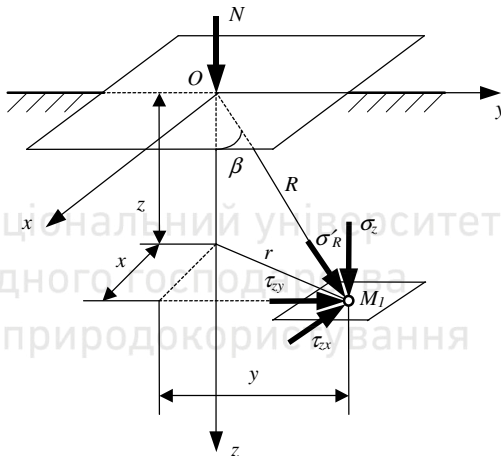


Рисунок 4.12 - Схема розкладання радіального стискаючого напруження σ'_R , що діє в точці по горизонтальній площадці, на складові σ_z , τ_{zy} і τ_{zx}

рідного лінійно деформівного напівпростору, тоді як для інших площадок, що паралельні обмежуючим площинам xOz і yOz , і у випадку неоднорідної основи вони залежать від модуля загальної деформації E та коефіцієнта відносної поперечної деформації μ , а тому визначаються за більш складними виразами.

Залежностям (4.20) зазвичай надають більш простого та зручного для користування вигляду. Відповідно до рис. 4.10 положення точки M_I визначається двома її координатами - z і r . Приймаючи до уваги, що

$$R = \sqrt{z^2 + r^2} = z \left[1 + \left(r/z \right)^2 \right]^{1/2},$$

з першої формули системи (4.20) одержимо вираз для визначення нормального до горизонтальної площадки стискаючого напруження в точці M_I

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{I}{\left[1 + \left(r/z \right)^2 \right]^{5/2}} \frac{N}{z^2}$$

або, позначивши

$$k = \frac{3}{2\pi} \frac{I}{\left[1 + \left(r/z \right)^2 \right]^{5/2}},$$

будемо мати

$$\sigma_z = k \frac{N}{z^2}. \quad (4.21)$$

Аналогічно можна отримати вирази для визначення дотичних до горизонтальної площадки зсувних напружень у точці M_I

$$\left. \begin{aligned} \tau_{zy} &= k \frac{Ny}{z^3}; \\ \tau_{zx} &= k \frac{Nx}{z^3}. \end{aligned} \right\} \quad (4.22)$$

Значення безрозмірного коефіцієнта k можна знайти з табл. 4.1 залежно від співвідношення r/z (де r - відстань по горизонталі від осі z , що проходить через точку прикладання зосередженої сили, до точки, в якій визначають напруження; z - відстань від обмежуючої площини до розглядуваної точки).

Визначивши значення напружень σ_z в окремих точках ґрунтового масиву, можна побудувати епюри вертикальних нормальних стискаючих напружень (рис. 4.13).

Якщо розглядати характер зміни напружень σ_z по глибині на продовженні лінії дії вертикальної зосередженої сили N (рис. 4.13,а), то можна побачити, що напруження зменшуються з глибиною за нелінійним законом, наближаючись до нуля. При цьому в районі безпосереднього контакту сили N із ґрунтом спостерігається незначна за розмірами зона значних напружень, що на багато перевищують міцність ґрунту. Тому навколо точки O теоретичний вираз (4.21) для визначення напружень σ_z не може бути використаний.

Таблиця 4.1. Значення коефіцієнта k для визначення напружень від дії вертикальної зосередженої сили при різних співвідношеннях r/z

r/z	k	r/z	k	r/z	k	r/z	k
0,00	0,4775	0,50	0,2733	1,00	0,0844	1,5	0,0251
0,05	0,4745	0,55	0,2466	1,05	0,0744	1,6	0,0200
0,10	0,4657	0,60	0,2214	1,10	0,0658	1,7	0,0160
0,15	0,4516	0,65	0,1978	1,15	0,0581	1,8	0,0129
0,20	0,4329	0,70	0,1762	1,20	0,0513	1,9	0,0105
0,25	0,4103	0,75	0,1565	1,25	0,0454	2,0	0,0085
0,30	0,3849	0,80	0,1386	1,30	0,0402	2,5	0,0034
0,35	0,3577	0,85	0,1226	1,35	0,0357	3,0	0,0015
0,40	0,3294	0,90	0,1083	1,40	0,0317	4,0	0,0004
0,45	0,3011	0,95	0,0956	1,45	0,0282	5,0	0,0001

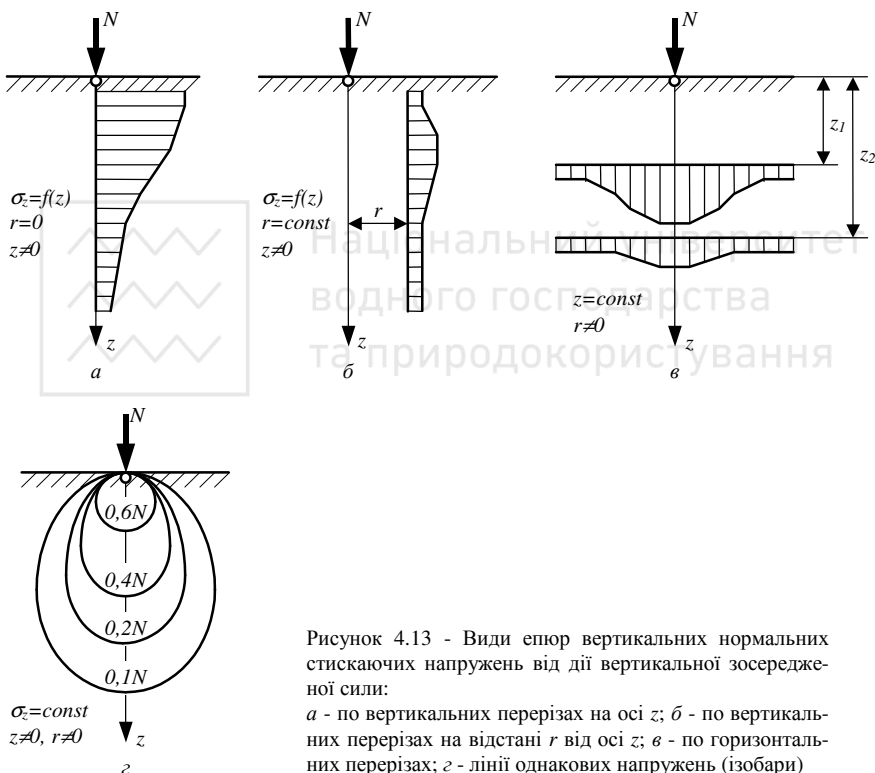


Рисунок 4.13 - Види епюр вертикальних нормальних стискаючих напружень від дії вертикальної зосередженої сили:

a - по вертикальних перерізах на осі z ; b - по вертикальних перерізах на відстані r від осі z ; c - по горизонтальних перерізах; d - лінії однакових напружень (ізобари)

Якщо розглядати характер зміни напружень σ_z по глибині на деякій відстані r від осі z (рис. 4.13,б), то можна одержати епюру, у якій через розсіювання напружень максимальне значення може бути одержане на деякій глибині від поверхні з подальшим затуханням.

Визначаючи зміни напружень σ_z при віддаленні від лінії дії сили в сторони, будують епюри для незмінної глибини (рис. 4.13,в). Максимальне значен-

ня напруження має по осі z і зменшується за криволінійним законом при віддаленні від неї. Чим глибше розміщена горизонтальна площина, тим менші максимальне значення напружень і криволінійність епюри.

Для визначення розміщення в ґрунті зони однакових напружених станів будують лінії однакових напружень σ_z (ізобари), з'єднуючи точки з однаковими значеннями вертикальних нормальних напружень (рис. 4.13,з).

Задача про розподіл напружень у ґрунті при дії зосередженої сили має теоретичний і прикладний характер. Так, формулу (4.21) застосовують в інженерній практиці при розрахунках осідань фундаментів, при визначенні напружень на поверхні підстеляючого шару ґрунту тощо.

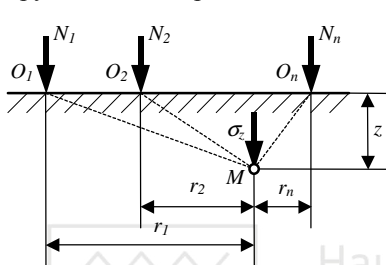


Рисунок 4.14 - Схема до визначення вертикальних нормальних стискаючих напружень від дії декількох вертикальних зосереджених сил

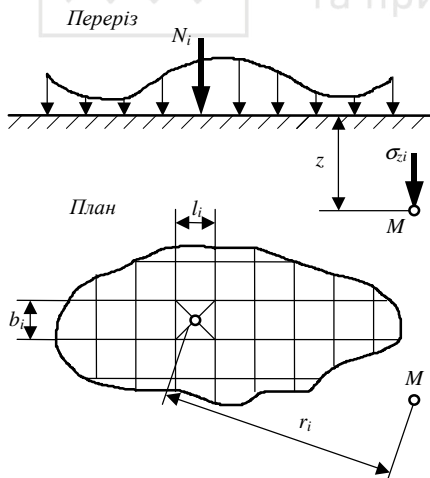


Рисунок 4.15 - Схема до визначення напружень від дії місцевого довільно розподіленого навантаження

4.3.2. Дія декількох вертикальних зосереджених сил. Якщо до поверхні ґрунтового масиву прикладено декілька вертикальних зосереджених сил $N_1, N_2, \dots, N_n$ (рис. 4.14), то, застосовуючи принцип незалежності дії сил (принцип суперпозиції), нормальне стискаюче напруження в будь-якій точці масиву для горизонтальних площадок, паралельних обмежуючій площині, можна визначити простим підсумовуванням:

$$\sigma_z = k_1 \frac{N_1}{z^2} + k_2 \frac{N_2}{z^2} + \dots + k_n \frac{N_n}{z^2} = \frac{1}{z^2} \sum_{i=1}^n k_i N_i, \quad (4.23)$$

де значення коефіцієнтів $k_1, k_2, \dots, k_n$, що відповідають силам $N_1, N_2, \dots, N_n$, визначають за табл. 4.1 залежно від відношень $r_1/z, r_2/z, \dots, r_n/z$.

4.3.3. Дія місцевого довільно розподіленого навантаження. У випадку дії по поверхні масиву ґрунту розподіленого навантаження довільної інтенсивності (рис. 4.15) напруження можна визначати за отриманими вище виразами (4.21) і (4.22), застосовуючи принцип незалежності дії зовнішніх сил.

Завантажену площу ділять на низку елементарних площадок - невеликих прямокутників із сторонами $b_i \times l_i$ і більш складних фігур по її контуру. З деяким наближенням навантаження, розподілене в межах i -го елемента,

заміняють елементарними вертикальними зосередженими силами у вигляді рівнодіючої N_i у центрі його ваги. Вертикальне нормальне стискаюче напруження від дії такого навантаження на глибині z від поверхні складе $\sigma_{zi}=k_i N_i/z^2$.

Визначивши величину σ_{zi} від навантаження на кожну з елементарних фігур, на які розбита завантажена площа, за формулою (4.23), застосовуючи принцип незалежності дії сил, можна визначити сумарне вертикальне нормальне стискаюче напруження σ_z . При цьому вважають, що навантаження вільно прямує за поверхнею напівпростору, що опускається внаслідок ущільнення ґрунту, тобто навантаження передається через абсолютно гнучку площадку (див. 4.8).

4.3.4. Дія місцевого рівномірно розподіленого по прямокутній площі навантаження. В реальних умовах роботи будівель і споруд навантаження на ґрунт не передаються у вигляді зосереджених сил, а розподіляються по площадках обмежених розмірів. Разом із тим, до сьогодення часу розв'язання задачі визначення напружень від дії місцевого рівномірно розподіленого навантаження отриманий лише для прямокутної площадки завантаження та лише в точках ґрунтового масиву, які розміщуються на вертикалях, що проходять через центр площадки та її кути (ці точки ще називають відповідно **центральною** та **кутовими**). Наведемо результати найпростішого розв'язання, який одержав А.Ляв у 1929 р. (лише для σ_z), використавши відоме розв'язання для вертикальної зосередженої сили (див. 4.2.1) шляхом заміни в ньому зосередженої сили на рівномірно розподілену по елементарній площадці та її інтегруванням у межах усієї прямокутної площі завантаження.

Так, вертикальні нормальні стискаючі напруження в центральній $\sigma_{z,0}$ і будь-якій кутовій $\sigma_{z,c}$ точках завантаженого прямокутника дорівнюють

$$\sigma_{z,0} = \frac{2p}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{\eta}{\zeta \sqrt{1+\zeta^2+\eta^2}} + \frac{\zeta \eta (1+\eta^2+2\zeta^2)}{(\zeta^2+\eta^2)(1+\zeta^2)\sqrt{1+\zeta^2+\eta^2}} \right]; \quad (4.24)$$

$$\sigma_{z,c} = \frac{p}{2\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{\eta}{\zeta_c \sqrt{1+\zeta_c^2+\eta^2}} + \frac{\zeta_c \eta (1+\eta^2+2\zeta_c^2)}{(\zeta_c^2+\eta^2)(1+\zeta_c^2)\sqrt{1+\zeta_c^2+\eta^2}} \right], \quad (4.25)$$

де $\eta=l/b$; $\zeta=2z/b$; $\zeta_c=z/b$; p - інтенсивність рівномірно розподіленого навантаження, МПа; l і b - відповідно довжина та ширина завантаженої прямокутної площадки, м; z - відстань по вертикалі від рівня підшви завантаженої прямокутної площадки до розглядуваної точки (глибина), м.

Як видно, формули для визначення напружень у точках масиву ґрунту від дії місцевого рівномірно розподіленого навантаження мають дуже громіздкий вигляд. Разом із тим, із їхнього співставлення витікає, що

$$\sigma_{z,c} = (1/4) \sigma_{(z/2),0}, \quad (4.26)$$

тобто вертикальні нормальні стискаючі напруження $\sigma_{z,c}$ для точок, розташованих на глибині z на вертикалях, що проходять через кути рівномірно заван-

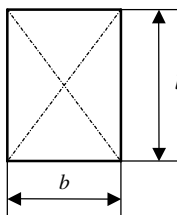
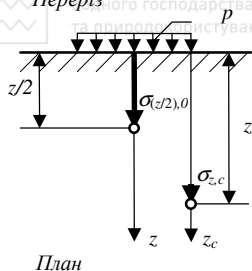


Рисунок 4.16 - Схема до співвідношення кутового $\sigma_{z,c}$ і центрального $\sigma_{z/2,0}$ вертикальних нормальних стискаючих напружень у точці

Метод кутових точок базується на співвідношенні (4.28) і застосовується у випадку, коли вантажна площа може бути розбита на такі прямокутники, щоб розглядувана точка виявилась кутовою. Тоді вертикальне нормальне стискаюче напруження в цій точці дорівнюватиме алгебричній сумі напружень від прямокутних площ завантаження, для яких ця точка буде кутовою. Розглянемо чотири можливих випадки застосування цього методу (рис 4.17).

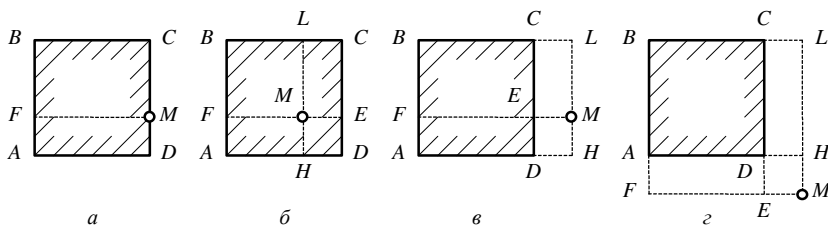


Рисунок 4.17 - Схеми розбивання прямокутної площадки, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням, при визначенні вертикальних нормальних стискаючих напружень за методом кутових точок:

a - точка розташована на контурі площадки; *б* - точка розташована всередині площадки; *в, г* - точка розташована поза межами площадки

Точка *M* лежить на контурі (одній зі сторін) прямокутника навантаженої площадки (рис. 4.17, *a*). Застосовуючи принцип незалежності дії сил, значення σ_z у будь-якій точці на вертикалі *M* визначають як суму двох кутових напру-

таженої прямокутної площадки, у чотири рази менші відповідних напружень $\sigma_{z/2,0}$ для точок, розташованих на глибині $z/2$ на вертикалі, що проходить через центр площадки (рис. 4.16). У зв'язку з цим для зручності користування в довідковій і нормативній літературі формули (4.24) і (4.25) зазвичай записують у вигляді

$$\sigma_{z,0} = \alpha p; \quad (4.27)$$

$$\sigma_{z,c} = \alpha p/4, \quad (4.28)$$

де α - коефіцієнт розподілу тиску по глибині основи, що залежить від співвідношення сторін прямокутної площадки завантаження $\eta=l/b$ і відносної глибини, що дорівнює $\zeta=2z/b$ - при визначенні $\sigma_{z,0}$ і $\zeta_c=z/b$ - при визначенні $\sigma_{z,c}$ (визначають за табл. 4.2).

Напруження $\sigma_{z,0}$ і $\sigma_{z,c}$ називають відповідно **центральною** та **кутовою**.

Вертикальні нормальні стискаючі напруження в будь-яких точках напівпростору, які лежать на вертикалі, що не проходить через центр або кут навантаженої прямокутної площадки, визначають за допомогою методу кутових точок.



жень, які виникають у розглядуваній точці від дії навантаження, розподіленого по прямокутних площадках *MDAF* і *MFBC*:

$$\sigma_z = (\alpha_{MDAF} + \alpha_{MFBC}) p / 4. \quad (4.29)$$

Таблиця 4.2 - Значення коефіцієнта α до формул (4.27) і (4.28)

$\zeta=2z/b$	Коефіцієнт α для фундаментів							
	круглих	прямокутних із співвідношенням сторін $\eta=l/b$, що дорівнює						стрічкових ($\eta \geq 10$)
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,639	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
11,0	0,012	0,017	0,021	0,028	0,036	0,047	0,067	0,115
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примітки: 1. У таблиці позначено: b - ширина або діаметр фундаменту, l - довжина фундаменту. 2. Для фундаментів, підшва яких має форму правильного многокутника з площею A , значення α приймають як для круглих фундаментів радіусом $r = \sqrt{A/\pi}$. 3. Для проміжних значень ζ і η коефіцієнт α приймають інтерполяцією.

Точка M розміщається всередині прямокутника навантаженої площадки (рис. 4.17,б). Значення σ_z визначають як суму чотирьох кутових напружень, які виникають у розглядуваній точці від дії навантаження, розподіленого по прямокутних площадках *MFBL*, *MLCE*, *MEDH* і *MHAF*:

$$\sigma_z = (\alpha_{MFBL} + \alpha_{MLCE} + \alpha_{MEDH} + \alpha_{MHAF}) p / 4. \quad (4.30)$$

Точка M розташована поза межами прямокутника навантаженої площадки (рис. 4.17,в). У цьому випадку σ_z визначають як суму чотирьох кутових напружень, але кутові напруження, які виникають у розглядуваній точці від дії навантаження, розподіленого по площадках *MHAF* і *MFBL*, беруть із знаком "плюс", а від дії навантаження, розподіленого по площадках *MHDE* і *MECL*, -



$$\sigma_z = (\alpha_{MFAF} + \alpha_{MFBL} - \alpha_{MHDE} - \alpha_{MECL})p/4. \quad (4.31)$$

Точка M також розташована поза межами прямокутника навантаженої площадки (рис. 4.17,з). Значення σ_z визначають як суму чотирьох кутових напружень. Кутові напруження, які виникають у розглядуваній точці від дії навантаження, розподіленого по площадках $MFBL$ і $MEDH$, беруть із знаком "плюс", а від дії навантаження, розподіленого по площадках $MFAH$ і $MECL$, - із знаком "мінус":

$$\sigma_z = (\alpha_{MFBL} + \alpha_{MEDH} - \alpha_{MFAH} - \alpha_{MECL})p/4. \quad (4.32)$$

У загальному вигляді вираз для визначення вертикального нормального стискаючого напруження σ_z у будь-яких точках напівпростору ґрунтового масиву, що лежать на вертикалях M під площадкою завантаження (усередині або зовні її), можна записати, використовуючи формулу (4.28), як

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \pm (\alpha_i p/4), \quad (4.33)$$

де n - кількість прямокутних площадок, через кути яких проходить розглядувана вертикаль M .

Методом кутових точок можна визначати напруження σ_z і у тому випадку, коли навантаження рівномірно розподілене по площадці, що має складне окреслення. Коли навантаження рівномірно розподілене по площадках, що мають у плані форму кола або многокутника, то їх із достатньою для практики точністю заміняють рівновеликими квадратними площадками, покладаючи $l=b=\sqrt{A}$ (де A - площа фактичного навантаження). Цей спосіб можна використовувати й тоді, коли навантаження по площадці розподілене нерівномірно. В цьому випадку площадку розбивають на частини, вважаючи, що по кожній з них навантаження розподілене рівномірно.

4.4. Напруження в масиві ґрунту при дії зовнішніх навантажень у випадку плоскої задачі

4.4.1. Дія рівномірно розподіленого лінійного та рівномірно розподіленого по смузі навантажень. Вище були розглянуті випадки, коли напруження змінюються в усіх трьох напрямках осей координат (див. 4.3), і в загальному випадку в кожній точці напівпростору діють шість складових напружень (просторова задача). Разом із тим, велика кількість будівель і споруд передають навантаження на ґрунт розподіленим по смузі, наприклад, будівлі насосних станцій або підпірні споруди можуть мати так звані стрічкові фундаменти, що повторюють за протяжністю в плані стіни. Вважають, якщо навантаження розподілене по нескінченній смузі й величина його вздовж смуги не змінюється, то для оцінки напруженого стану ґрунтового напівпростору достатньо дослідити розподіл напружень у будь-якому перерізі масиву, пер-

пендикулярному осі завантаженої смуги. Як було зазначено раніше (див. 4.1.2), задача знаходження напружень у такому випадку має назву плоскої (плоска деформація). Умови плоскої задачі також виконуються в основах фундаментних плит водозливних гребель, днищ шлюзів і сухих доків, лотків та інших споруд водогосподарського призначення.

Плоску задачу розглядають, коли довжина завантаженої смуги в 10 і більше разів перевищує її ширину. У цій задачі визначають лише три складових напружень: два нормальних σ_z (вертикальне) і σ_y (горизонтальне) та одне дотичне $\tau = \tau_{zy} = \tau_{yz}$.

Основою для розв'язання плоскої задачі є система рівнянь для знаходження складових напружень від дії елементарних вертикальних зосереджених сил, рівномірно розподілених уздовж нескінченної прямої лінії на обмежувачій напівпростір площині (*лінійного навантаження*) (рис. 4.18). Це розв'язання було отримано французьким ученим Фламаном у 1892 р. (задача Фламана), і система рівнянь має такий вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{2p}{\pi} \frac{z^3}{R^4} = \frac{2p}{\pi} \frac{\cos^3 \beta}{R}, \\ \sigma_y &= \frac{2p}{\pi} \frac{y^2 z}{R^4} = \frac{2p}{\pi} \frac{\sin^2 \beta \cos \beta}{R}, \\ \tau = \tau_{zy} = \tau_{yz} &= \frac{2p}{\pi} \frac{yz^2}{R^4} = \frac{2p}{\pi} \frac{\sin \beta \cos^2 \beta}{R}, \end{aligned} \right\} \quad (4.34)$$

де p - інтенсивність лінійного рівномірно розподіленого навантаження.

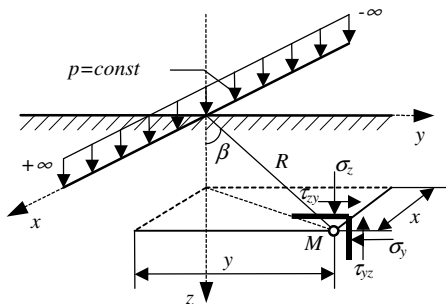


Рисунок 4.18 - Схема до визначення напружень від дії лінійного рівномірно розподіленого навантаження

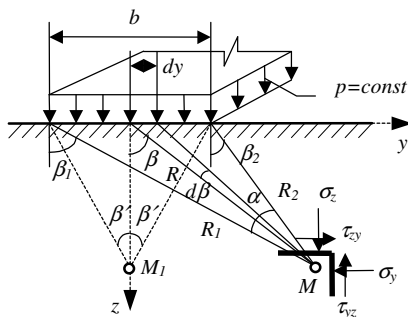


Рисунок 4.19 - Схема до визначення напружень від дії рівномірно розподіленого по смугі навантаження

З виразів (4.34) легко помітити важливу властивість плоскої задачі, яка полягає у тому, що всі складові напружень σ_z , σ_y і τ у площині zOy не залежать від деформативних характеристик лінійно деформісного напівпростору (модуля загальної деформації E і коефіцієнта поперечної деформації μ), тобто будуть справедливими для всіх тіл (суцільних, дисперсних та ін.), для яких зале-

жність між напруженнями й деформаціями може бути прийнята лінійною.

Випадок рівномірно розподіленого по смугі навантаження інтенсивністю $p=const$ (рис. 4.19) розв'язують шляхом представлення розподіленого на нескінченно малий елемент вантажної ділянки $dy \times l = Rd\beta/\cos\beta$ навантаження елементарними зосередженими силами $dp=pdy=pRd\beta/\cos\beta$. Після підстановки отриманої залежності у формули (4.34) та інтегрування їх уздовж ширини смуги, одержують вирази для визначення складових напружень:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{p}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm \beta_2) - \frac{1}{2} \sin(\pm 2\beta_2) \right]; \\ \sigma_y &= \frac{p}{\pi} \left[\beta_1 - \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm \beta_2) + \frac{1}{2} \sin(\pm 2\beta_2) \right]; \\ \tau &= \tau_{zy} = \tau_{yz} = \frac{p}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1). \end{aligned} \right\} \quad (4.35)$$

Тут кути β_1 і β_2 (див. рис. 4.19) виражені в радіанах. Значення кута β_2 приймають залежно від положення точки M . Якщо вона знаходиться за межами горизонтальної проекції навантаженої смуги, то перед β_2 ставлять знак “плюс”, якщо ж точка M знаходиться в межах проекції, - знак “мінус”.

Для точок, розташованих уздовж вертикальної осі симетрії завантаженої смуги (наприклад, точка M_1), формули (4.35) спрощуються, тому що в цьому випадку $\beta_1=\beta_2=\beta'$. Унаслідок симетрії навантажень складові напруження збігаються з головними, що діють по площадках, де дотичні напруження відсутні:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \sigma_1 = \frac{p}{\pi} (2\beta' + \sin 2\beta'); \\ \sigma_y &= \sigma_3 = \frac{p}{\pi} (2\beta' - \sin 2\beta'); \\ \tau &= \tau_{zy} = \tau_{yz} = 0. \end{aligned} \right\} \quad (4.36)$$

Кут α (див. рис. 4.19), утворений променями R_1 і R_2 , що виходять із точки M до крайніх точок у площині uOz навантаженої смуги, називають **кутом вимірності** $\alpha=\beta_1-\beta_2$ (кут, під яким із точки з координатами (y,z) видно всю ширину смуги завантаження). Тоді формулам (4.35) можна надати вигляду

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{p}{\pi} [\alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta_2)]; \\ \sigma_y &= \frac{p}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta_2)]; \\ \tau &= \tau_{zy} = \tau_{yz} = \frac{p}{2\pi} [\sin \alpha \sin(\alpha + 2\beta_2)] \end{aligned} \right\} \quad (4.37)$$

або ж, позначивши вирази, вміщені у квадратні дужки та поділені відповідно

$$\sigma_z = k_z p; \quad \sigma_y = k_y p; \quad \tau = \tau_{zy} = \tau_{yz} = k_{zy} p. \quad (4.38)$$

Значення **коефіцієнтів впливу** k_z , k_y і k_{zy} можна знайти з табл. 4.3 залежно від відносних координат z/b і y/b .

Таблиця 4.3 - Значення коефіцієнтів впливу k_z , k_y і k_{zy} для визначення величини складових напружень при дії рівномірно розподіленого по смузі навантаження

z/b	$y/b=0$			$y/b=0,5$			$y/b=1,0$			$y/b=2,0$		
	k_z	k_y	k_{yz}	k_z	k_y	k_{yz}	k_z	k_y	k_{yz}	k_z	k_y	k_{yz}
0,00	1,00	1,00	0	0,50	0,50	0,32	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	0,96	0,45	0	0,50	0,35	0,30	0,02	0,17	0,05	0,00	0,04	0,00
0,50	0,82	0,18	0	0,48	0,23	0,26	0,08	0,21	0,13	0,00	0,07	0,02
0,75	0,67	0,08	0	0,45	0,14	0,20	0,15	0,22	0,16	0,02	0,10	0,04
1,00	0,55	0,04	0	0,41	0,09	0,16	0,19	0,15	0,16	0,03	0,13	0,05
1,25	0,46	0,02	0	0,37	0,06	0,12	0,20	0,11	0,14	0,04	0,11	0,07
1,50	0,40	0,01	0	0,33	0,04	0,10	0,21	0,06	0,11	0,07	0,09	0,08
1,75	0,35	---	0	0,30	0,03	0,08	0,20	0,05	0,10	0,08	0,08	0,08
2,00	0,31	---	0	0,28	0,02	0,06	0,17	0,02	0,06	0,10	0,04	0,07
3,00	0,21	---	0	0,20	0,01	0,03	0,14	0,01	0,03	0,10	0,03	0,05
4,00	0,16	---	0	0,15	---	0,02	0,12	---	---	0,09	---	---
5,00	0,13	---	0	0,12	---	---	0,10	---	---	---	---	---
6,00	0,1	---	0	0,10	---	---	---	---	---	---	---	---

Користуючись формулами (4.35), (4.37) або (4.38), можна легко побудувати епюри розподілу напружень (аналогічні епіграм, зображеним на рис. 4.13) по перерізах масиву ґрунту при різних значеннях y і z від дії рівномірно розподіленого по смузі навантаження інтенсивністю p . Як приклад, на рис. 4.20 показані епюри стискаючих напружень σ_z для вертикальних і горизонтальних перерізів. З рисунка видно, що у вертикальних перерізах напруження σ_z із глибиною зменшуються, а в горизонтальних - вони будуть максимальними по осі навантаження.

Якщо в ізотропному тілі ґрунтового масиву в усіх точках перерізу, перпендикулярного поздовжній осі навантаження, визначити σ_z , σ_y і τ_{yz} і з'єднати точки з однаковими значеннями кожної з цих величин лініями, то отримаємо **графіки ліній однакових напружень**. Так, на рис. 4.21,а наведені лінії однакових вертикальних

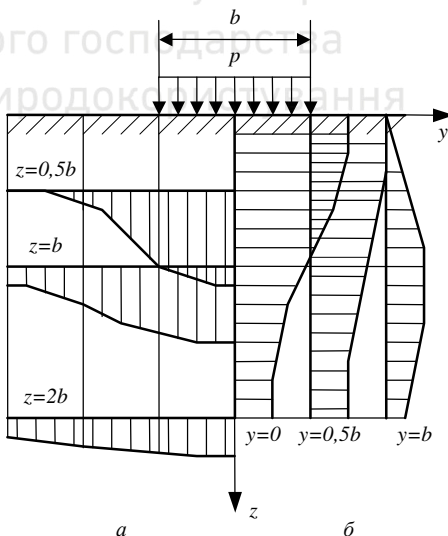


Рисунок 4.20 - Епюри розподілу стискаючих напружень σ_z по горизонтальних (а) і вертикальних (б) перерізах ґрунтового масиву



нормальних стискаючих напружень σ_z або тисків (*ізобари*), на рис. 4.21,б - лінії однакових горизонтальних нормальних напружень σ_y (*розпори*) і на рис. 4.21,в - лінії однакових дотичних напружень τ_{yz} (*зсуви*), що наочно характеризують усю напружену область ґрунту під рівномірно розподіленим по смузі навантаженням. Лінії однакових напружень вказують на те, що напруження σ_z розповсюджуються на значну глибину - до $6b$ (b - ширина смуги навантаження), а σ_y і τ_{yz} - переважно в межах $(1,5...2)b$ (цифри на лініях указують на частку від p).

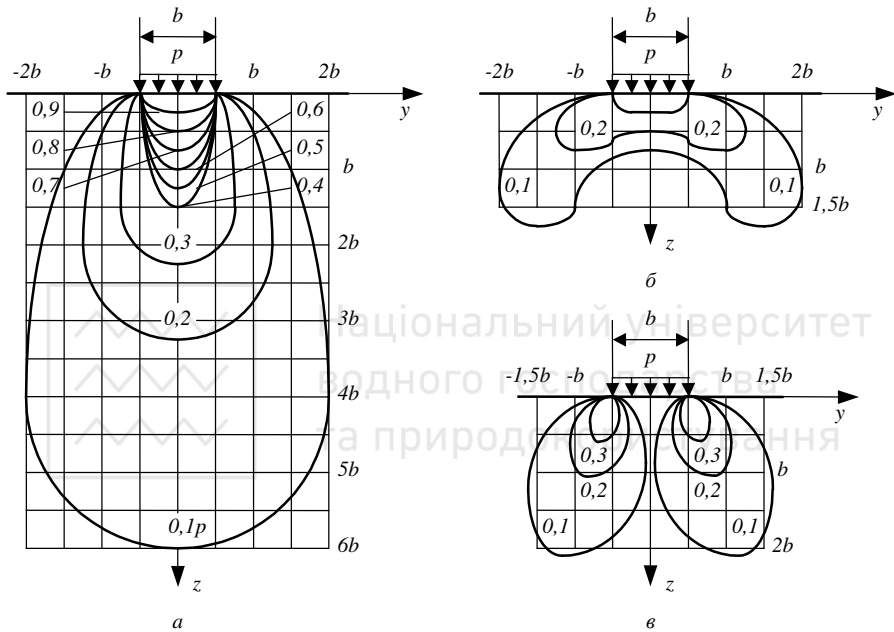


Рисунок 4.21 - Лінії однакових напружень у лінійно деформівному ґрунтовому масиві при дії рівномірно розподіленого по смузі навантаження (у випадку плоскої задачі):
a - ізобари σ_z ; *б* - розпори σ_y ; *в* - зсуви τ_{yz}

4.4.2. Головні напруження. Аналіз формул (4.36) свідчить про можливість їхнього більш загального застосування, оскільки з їхньою допомогою можна визначати головні (екстремальні нормальні) напруження в будь-якій точці ґрунтового масиву. **Головні напруження**, тобто найбільші σ_I і найменші σ_3 нормальні напруження, діють по площадках, де дотичні напруження відсутні ($\tau = \tau_{xy} = \tau_{yz} = 0$). Такі **площинки** називають **головними**.

Відповідно до виразів (4.36) головні площинки розташовані на вертикальній осі симетрії навантаження та на нормалях до неї. І.Мітчел довів, що головними будуть також ті площинки, що розташовані по бісектрисах кутів видимості, та площинки, їм перпендикулярні. Вирази для визначення головних



напружень у будь-якій точці суцільного, однорідного та ізотропного лінійно деформівного напівпростору отримані у вигляді:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p}{\pi} (\alpha + \sin \alpha); \\ \sigma_3 &= \frac{p}{\pi} (\alpha - \sin \alpha). \end{aligned} \right\} \quad (4.39)$$

Найбільше нормальне напруження σ_1 спрямоване по бісектрисі кута видимості α для вибраної точки.

Формули (4.39) часто застосовують при оцінці граничного напруженого стану в основах будівель і споруд. Вони також дають можливість побудувати так звані **еліпси головних напружень** для різних

точок напруженого напівпростору (рис. 4.22), напрямки головних осей яких співпадають із напрямками головних напружень. За допомогою еліпсів головних напружень легко обчислити як нормальні, так і дотичні напруження в ґрунті під розподіленням по смузі навантаження на різних площадках, що проходять через точки з будь-якою орієнтацією. При цьому можна знайти площадки, по яким від дії зовнішнього навантаження виникають найбільші дотичні напруження τ_{max} і обчислити величини останніх*.

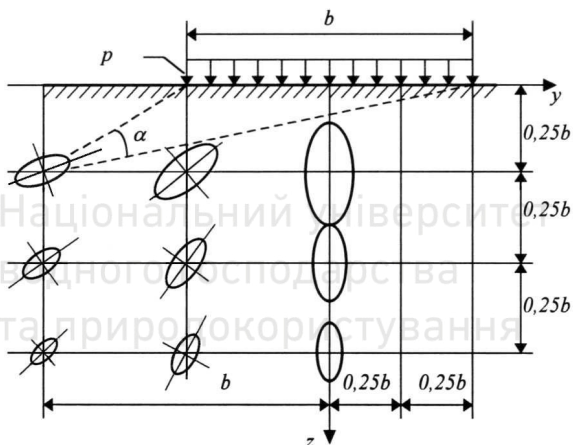


Рисунок 4.22 - Еліпси головних напружень при дії рівномірно розподіленого по смузі навантаження

За відомих компонентів напружень σ_z , σ_y і $\tau = \tau_{zy} = \tau_{yz}$, напрямки дії яких співпадають із напрямками осей координат, для визначення найбільших σ_1 і найменших σ_3 нормальних напружень, кутів нахилу β_1 і β_3 напрямків дії відповідно головних напружень σ_1 і σ_3 до горизонтальної осі координат Oy та найбільших дотичних напружень τ_{max} можуть бути використані відомі з теорії пружності формули

$$\sigma_{1,3} = \frac{1}{2} (\sigma_z + \sigma_y) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}; \quad (4.40)$$

* Найбільші дотичні напруження τ_{max} отримують по площадках, нахилених під кутом 45° до головних площадок, і дорівнюють вони напіврізниці відповідних головних напружень ($\tau_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$).



$$\operatorname{tg} \beta_{1,3} = \frac{\sigma_y - \sigma_{1,3}}{\tau}; \quad (4.41)$$

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}. \quad (4.42)$$

Від'ємні значення $\operatorname{tg} \beta_1$ або $\operatorname{tg} \beta_3$ у формулі (4.41) указують на те, що кути відповідно β_1 або β_3 слід відкладати проти годинникової стрілки.

4.4.3. Дія розподіленого по смузі трикутного навантаження. У практиці водогосподарського будівництва розподілене по смузі навантаження на ґрунт основи частіше передається з інтенсивністю, що змінюється по трапеції (наприклад: у ґрунтових настипах, греблях, дамбах обвалування тощо). При цьому навантаження поділяють на трикутну та рівномірно розподілену прямокутну частини, і напруження в будь-якій точці ґрунтового напівпростору обчислюють підсумовуванням відповідних напружень від розподілених по смузі трикутного та рівномірно розподіленого прямокутного навантажень,

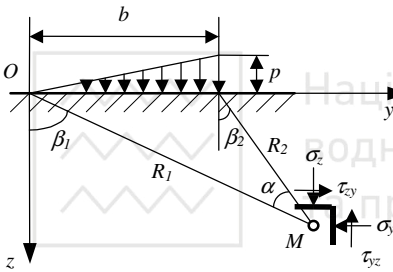


Рисунок 4.23 - Схема до визначення напружень від розподіленого по смузі трикутного навантаження

застосовуючи принцип незалежності дії сил. Таким чином, трикутне навантаження, є важливим складовим елементом при визначенні напружень у ґрунтах при дії нерівномірно розподіленого по смузі навантаження.

Розрахункову схему для розв'язання плоскої задачі, коли навантаження по ширині смуги розподілене по трикутнику, зображено на рис. 4.23. Формули для обчислення напружень аналогічні виразам (4.35), але більш складні; їх можна знайти в спеціальній літературі.

Наведемо лише формулу для визначення вертикальних нормальних стискаючих напружень σ_z , що діють на паралельні до обмежуючої площини горизонтальні площадки:

$$\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left(\frac{2y}{b} \alpha - \sin 2\beta_2 \right), \quad (4.43)$$

де α і β_2 - кути, показані на рис. 4.23.

Слід зазначити, що закономірності розподілу нормальних стискаючих напружень σ_z по вертикальних і горизонтальних перерізах масиву ґрунту подібні до тих, що мали місце при рівномірно розподіленому по смузі навантаженні (див. рис. 4.20), з тією різницею, що максимальні напруження у вертикальному перерізі проходять близько до центра ваги трикутного навантаження.

Зважаючи на те, що величина нормальних стискаючих напружень σ_z для площадок, паралельних до обмежуючої напівпростір площини, не залежить від будь-яких механічних характеристик однорідного та ізотропного лінійно



деформівного напівпростору, залежності (4.43) надають більш простого й зручного для користування вигляду, аналогічного запису виразів (4.38):

$$\sigma_z = k_z p, \quad (4.44)$$

де k_z - безрозмірний коефіцієнт впливу, що залежить від відносних координат z/b і y/b (визначають за табл. 4.4).

Таблиця 4.4 - Коефіцієнт впливу k_z для визначення величини нормальних стискаючих напружень при дії розподіленого по смугі трикутного навантаження

z/b	Значення y/b										
	-1,5	-1	-0,5	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5
0,00	0,000	0,000	0,000	0,250	0,250	0,500	0,750	0,500	0,000	0,000	0,000
0,25	0,000	0,000	0,001	0,256	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003	0,000
0,50	0,002	0,003	0,023	0,263	0,263	0,410	0,477	0,353	0,156	0,017	0,003
0,75	0,006	0,016	0,042	0,248	0,248	0,335	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1,00	0,014	0,025	0,061	0,223	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,50	0,020	0,048	0,096	0,178	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041
2,00	0,033	0,061	0,092	0,146	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050
3,00	0,050	0,064	0,080	0,103	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,050
4,00	0,051	0,060	0,067	0,078	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060	0,049
5,00	0,047	0,052	0,057	0,062	0,062	0,063	0,063	0,065	0,061	0,051	0,047
6,00	0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

4.5. Напруження від власної ваги ґрунту

У більшості випадків деформації від власної ваги природного ґрунту вважають такими, що стабілізувались. При цьому вертикальні нормальні стискаючі напруження в ґрунтовому масиві (так звані **природні напруження** або **природні тиски**) приймають зростаючими пропорційно глибині розглядуваного шару. У зв'язку з цим їхня епюра по глибині однорідного шару ґрунту матиме вигляд трикутника, а при декількох неоднакових шарах - ламаної лінії (лінія $ABCD$ на рис. 4.24).

При горизонтальній поверхні ґрунту складові напружень від його власної ваги будуть збільшуватись із глибиною z і дорівнюватимуть

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{zg} &= \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i; \\ \sigma_{xg} &= \sigma_{yg} = \xi \sigma_{zg}; \\ \tau_{zy} &= \tau_{yz} = \tau_{zx} = \tau_{xz} = 0, \end{aligned} \right\} \quad (4.45)$$

де n - кількість різнорідних шарів ґрунту, розташованих від денної поверхні землі до глибини z ; γ - об'ємна вага ґрунту i -го шару; h_i - товщина i -го шару ґрунту; $\xi = \mu/(1-\mu)$ -

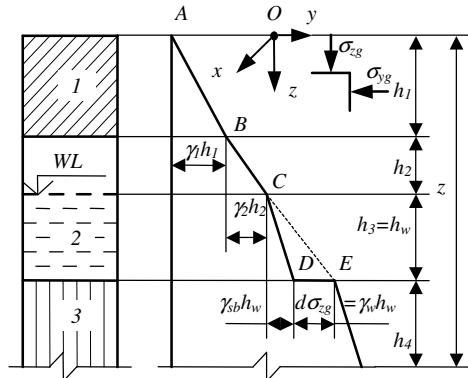


Рисунок 4.24 - Схема розподілу вертикальних нормальних стискаючих напружень σ_{zg} від власної ваги шаруватой товщі ґрунту
1, 2 - водопроникні ґрунти; 3 - водонепроникний ґрунт (водотрив)

коефіцієнт бокового тиску ґрунту в стані спокою, тобто при відсутності бокових деформацій (горизонтальних переміщень); μ - коефіцієнт бокового розширення ґрунту.

Слід зазначити, що вирази для визначення горизонтальних нормальних стискаючих напружень (бокових тисків) σ_{yg} і σ_{xg} будуть справедливі лише при горизонтальній поверхні ґрунту і при відсутності первинного стискання шару ґрунту в горизонтальному напрямку, наприклад, при дії гірничоутворювальних та інших геологічних процесів, наявності сильностисливи́х або ж, навпаки, жорстких ліній і прошарків тощо. У цих випадках може спостерігатись зворотна картина, коли $\sigma_{zg} = \xi \sigma_{yg} = \xi \sigma_{xg}$, однак це можливо встановити лише шляхом спеціальних натурних досліджень. Таким чином, горизонтальні напруження $\sigma_{yg} = \sigma_{xg}$ можуть варіювати у межах $(1/\xi \dots \xi) \sigma_{zg}$.

У шарах, розташованих нижче рівня ґрунтової води, об'ємну вагу для всіх видів водопроникних ґрунтів приймають зменшеною за рахунок зважуючої дії води (гідростатичного зважування) та обчислюють за формулою

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (4.46)$$

де γ_s - питома вага ґрунту ($\gamma_s = \rho_s g$, де ρ_s - щільність твердих частинок ґрунту; $g = 9,81 \text{ м/с}^2$ - прискорення вільного падіння); γ_w - питома вага води (приймають $\gamma_w \approx 10 \text{ кН/м}^3$); e - коефіцієнт пористості ґрунту.

Природно, що зважування ґрунту водою зменшує напруження від його власної ваги (приблизно в 1,5...2 рази). Тому при підтопленні територій привантаження основи шаром ґрунту зменшується та її стійкість знижується. Крім того, може спостерігатись набрякання ґрунтів і, як наслідок, підняття денної поверхні землі.

При пониженні рівня ґрунтових вод стискаючі напруження в скелеті ґрунту та всієї нижче розташованої маси товщі збільшуються (пунктирна лінія епюри напружень на рис. 4.24). У результаті відбувається стискання товщі ґрунту та осідання території, особливо значні у випадку, якщо раніше ґрунт утворився й завжди знаходився під водою.

При наявності водонепроникного шару ґрунту на рівні його поверхні епюра матиме горизонтальну ділянку DE на рис. 4.24, яка дорівнює

$$d\sigma_{zg} = \gamma_w h_w, \quad (4.47)$$

де h_w - товщина шару води.

4.6. Вплив анізотропії та неоднорідності ґрунту на розподіл напружень в основах

Анізотропія та неоднорідність чинять суттєвий вплив на напружений стан ґрунтів основи під фундаментом. Разом із тим, точні методи врахування цих факторів дуже складні, тому в більшості випадків використовують наближені.

Якщо відомі значення модулів деформації ґрунту у вертикальному та горизонтальному напрямках (відповідно E_z і E_y), можна визначити коефіцієнт,



що враховує анізотропні властивості ґрунту:

$$k = \sqrt{E_y / E_z}. \quad (4.48)$$

Тоді вертикальне нормальне стискаюче напруження з урахуванням анізотропії буде

$$\sigma'_z = \sigma_z / k, \quad (4.49)$$

де σ_z - вертикальне нормальне стискаюче напруження, одержане для однорідного ґрунту.

На рис. 4.25 показана схема впливу анізотропії ґрунту на епюри вертикальних нормальних стискаючих напружень уздовж осі рівномірно розподіленого по смузі навантаження. Для пояснення отриманих епюр проаналізуємо вирази (4.48) і (4.49).

Якщо модуль загальної деформації більший у вертикальному напрямку ($E_z > E_y$), то $k < 1$ і $\sigma'_z > \sigma_z$. Спостерігається концентрація (збільшення) напружень, вони повільніше зменшуються з глибиною (епюра 3 на рис. 4.25).

Якщо модуль загальної деформації більший у горизонтальному напрямку ($E_y > E_z$), то $k > 1$ і $\sigma'_z < \sigma_z$. Спостерігається розсіювання напружень, вони швидше зменшуються з глибиною, ніж в однорідному ґрунті (епюра 2 на рис. 4.20).

Розглянемо вплив неоднорідності ґрунту на прикладі двошарової основи (рис. 4.26).

Можливі такі варіанти залягання підстеляючого шару основи під несучим шаром:

ґрунт однорідний, підстеляючий шар відсутній або має однакові властивості з несучим шаром ($E_1 = E_2$). Епюра вертикальних нормальних стискаючих напружень збігається з теоретичною (епюра 1 на рис. 4.26);

підстеляючий шар слабкіший за несучий ($E_1 > E_2$) (наприклад, малодеформівний шар напівскельного ґрунту або щільної глини підстеляється мулистим або будь-яким іншим глинистим ґрунтом із високою вологістю). Відбувається загасання напружень по глибині (епюра 2 на рис. 4.26);

підстеляючий шар набагато міцніший за несучий ($E_1 < E_2$) (наприклад, пі-

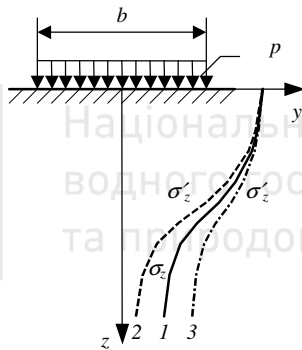


Рисунок 4.25 - Схема впливу анізотропії ґрунту на епюри вертикальних нормальних стискаючих напружень:

1 - епюра для однорідного ґрунту; 2 - епюра при $E_z < E_y$; 3 - епюра при $E_z > E_y$

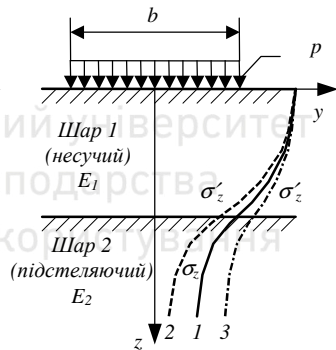


Рисунок 4.26 - Схема впливу неоднорідності ґрунту на епюри вертикальних нормальних стискаючих напружень:

1 - епюра для однорідного ґрунту; 2 - епюра при $E_1 > E_2$; 3 - епюра при $E_1 < E_2$

сок або глинистий ґрунт підстеляється скельним ґрунтом). Відбувається концентрація напружень у межах несучого шару (епюра 3 на рис. 4.26).

Аналіз розв'язань для двошарових основ (отриманий К.Є.Єгоровим, К.Маргером, О.Я.Шехтером, Р.М.Раппопортом та ін.) указує на те, що врахування неоднорідності основ слід виконувати лише в тих випадках, коли відмінності в деформативних характеристиках ґрунтів достатньо значні. При цьому необхідно враховувати дотичні зсувні напруження на контакті двох шарів.

4.7. Напруження в ґрунтах від фільтраційного потоку

4.7.1. Фільтраційна та гальмуюча сили. Рух гравітаційної води в порах виникає внаслідок різної величини напорів у різних точках ґрунту. У випадку усталеного руху лінії току співпадають з усередненими траєкторіями руху рідини, перпендикулярними до ліній однакових напорів (рис. 4.27).

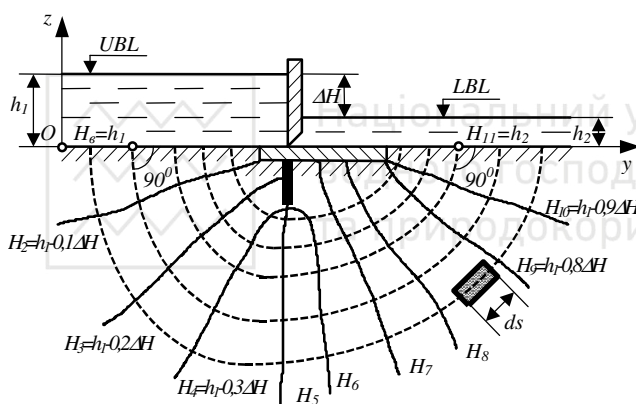


Рисунок 4.27 - Лінії однакових напорів (—) і лінії потоків (---):

UBL і LBL - рівні відповідно верхнього та нижнього б'єсів

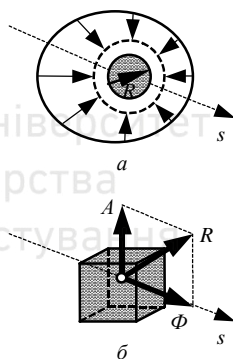


Рисунок 4.28 - Схема сил, що діють на частинку ґрунту (а), і об'ємні архимедова й фільтраційна сили (б) при фільтрації води

При переміщенні гравітаційної води в порах ґрунту між нею та твердими частинками з оточуючою їх зв'язаною водою виникають сили взаємодії (рис. 4.28,а) у вигляді: сил тертя на поверхні розподілу між водою, що рухається, та зв'язаною з частинками ґрунту нерухомою водою; сил тиску води, розподілених нерівномірно по поверхні твердої частинки або зв'язаної з нею води.

Рівнодіюча всіх сил (рис. 4.28) являє собою **силу гідравлічного впливу фільтраційного потоку** на одну частинку скелета ґрунту. Рівнодіючу таких елементарних сил, прикладених до всіх частинок, що знаходяться в одиниці об'єму, називають **інтенсивністю об'ємної сили гідравлічного впливу потоку** R . Розкладемо її на дві складові (рис. 4.28,б), спрямувавши першу по

вертикалі, а другу – за напрямком руху потоку, тобто за лінією току s . Тоді перша вертикальна буде силою зважування (архимедова сила), що дорівнює $A = \gamma_w n_s$ (де $\gamma_w \approx 10 \text{ кН/м}^3$ - питома вага води; $n_s = V_s/V$ - об'єм твердих частинок, що містяться в одиниці загального об'єму ґрунту). Другу, що діє в напрямку s , називають **фільтраційною силою** Φ . В окремому випадку при відсутності фільтрації ($\Phi=0$) на частинки ґрунту діють лише сили зважування A .

Таким чином, додатковий вплив фільтраційного потоку на скелет ґрунту виявляється у вигляді об'ємних фільтраційних сил, спрямованих за лінією току, тобто перпендикулярно до ліній однакових напорів. Дія скелета ґрунту на воду, що рухається, має назву **гальмуючої сили** T і дорівнює фільтраційній силі, але спрямована в протилежному напрямку, тобто

$$\Phi = -T. \quad (4.50)$$

4.7.2. Визначення інтенсивності фільтраційної сили. Для визначення інтенсивності фільтраційної сили відокремимо по лінії току s (див. рис. 4.27) елементарну трубку ґрунту (скелет ґрунту та вода, що заповнює пори) довжиною ds і поперечним перерізом F . Розглянемо всі сили, що діють **лише на порову воду в трубці**.

На торцях трубки (рис. 4.29) діють сили тиску води: на одному -

pF , на другому - $\left(p - \frac{\partial p}{\partial s} ds\right)F$. Усе-

редині трубки діють вага води в порах, яка дорівнює $\gamma_w n_p F ds$, і сила, зворотна архимедовій, яка дорівнює $\gamma_w n_s F ds$. Урахування її обов'язкове, оскільки, якщо вода зважує частинки з архимедовою силою, спрямованою вертикально вгору, то за принципом рівності дії й протидії на воду буде діяти однакова за величиною, але спрямована вертикально вниз сила, зворотна архимедовій. Крім того, усередині трубки на воду, що рухається, діє спрямована вздовж осі s об'ємна гальмуюча сила, яка дорівнює $TF ds$.

Відповідно до рис. 4.29 складемо рівняння рівноваги всіх сил, що діють на воду всередині пор ґрунтової трубки, у вигляді їхніх проєкцій у напрямку осі s :

$$pF - \left(p - \frac{\partial p}{\partial s} ds\right)F - TF ds - n_s \gamma_w F ds \sin \alpha - n_p \gamma_w F ds \sin \alpha = 0, \quad (4.51)$$

звідки, враховуючи те, що $n_p + n_s = 1$ (див. 1.3.2), отримаємо

$$T = \frac{\partial p}{\partial s} - \gamma_w \sin \alpha.$$

Маючи на увазі, що відповідно до рис. 4.29

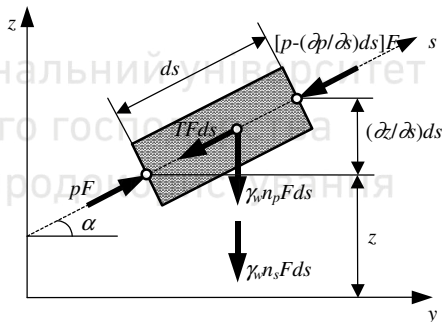


Рисунок 4.29 - Сили, що діють при фільтрації на порову воду в елементарній трубці



$$\sin \alpha = \frac{(\partial z / \partial s) ds}{ds} = \frac{\partial z}{\partial s},$$

вираз для гальмуючої сили набуде вигляду

$$T = \frac{\partial p}{\partial s} - \gamma_w \frac{\partial z}{\partial s} \quad \text{або} \quad T = \gamma_w \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{p}{\gamma_w} - z \right).$$

Вираз у дужках являє собою напір H , а враховуючи залежність (4.50), остаточно будемо мати

$$\Phi = -T = -\gamma_w \frac{\partial H}{\partial s}.$$

У випадку постійного градієнта напору J

$$\Phi = \gamma_w J.$$

Проектуючи фільтраційну силу на напрямки осей z і y , отримаємо вирази для складових об'ємної фільтраційної сили:

$$\left. \begin{aligned} Y = \Phi_y = -T_y = -\gamma_w \frac{\partial H}{\partial s} \cos(s, y) = -\gamma_w \frac{\partial H}{\partial y}, \\ Z = \Phi_z = -T_z = -\gamma_w \frac{\partial H}{\partial s} \cos(s, z) = -\gamma_w \frac{\partial H}{\partial z}. \end{aligned} \right\} \quad (4.52)$$

Знак “мінус” свідчить про те, що фільтраційна сила діє в напрямку зменшення напорів, тобто в напрямку руху води.

4.7.3. Фільтраційні напруження в ґрунтах в умовах плоскої задачі.

Зважаючи на те, що в умовах усталеної фільтрації напорна функція H задовольняє рівнянню Лапласа

$$\nabla^2 H = 0, \quad (4.53)$$

визначення фільтраційних напружень в умовах плоскої задачі зводиться до розв'язання за певних граничних умов системи рівнянь

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \gamma_w \frac{\partial H}{\partial y} &= 0; \\ \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \gamma_w \frac{\partial H}{\partial z} &= 0; \\ \nabla^2 (\sigma_y + \sigma_z) &= -\frac{1}{1-\mu} \left(\frac{\partial Y}{\partial y} + \frac{\partial Z}{\partial z} \right) = -\frac{1}{1-\mu} \gamma_w \nabla^2 H = 0, \end{aligned} \right\} \quad (4.54)$$

де ∇^2 - оператор Лапласа (див. формули (4.5) і (4.6), 4.2.1).

Граничні умови при визначенні напружень лише від дії фільтраційних сил зводяться до того, що нормальні та дотичні напруження на граничних поверхнях дорівнюють нулю. Таким чином, маючи розподіл напорів H у ґрунтового масиві, можна безпосередньо, використовуючи систему рівнянь (4.54), визначити σ_y , σ_z і $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ від дії фільтраційних сил.



У більшості випадків при визначенні складових напружень від дії фільтраційних сил зручнішим може бути шлях, що запропонований В.О.Флоріним і базується на введенні нормального до граничної поверхні зовнішнього фіктивного розподіленого навантаження, яке дорівнює добутку питомої ваги води на значення напору в точці цієї поверхні. Тоді напруження, що виникають від дії фільтраційного потоку, можуть бути представлені у вигляді

$$\sigma_y = \sigma_y^s - \gamma_w H; \quad \sigma_z = \sigma_z^s - \gamma_w H; \quad \tau_{yz} = \tau_{zy} = \tau = \tau^s, \quad (4.55)$$

де σ_y^s , σ_z^s і τ^s - відповідно горизонтальне нормальне, вертикальне нормальне та дотичне напруження від зовнішнього фіктивного навантаження.

Прямою підстановкою виразів (4.55) у систему рівнянь (4.54) можна довести, що вони задовольняють останнім з урахуванням того, що

$$\frac{\partial \sigma_y^s}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}^s}{\partial z} = 0; \quad \frac{\partial \tau_{zy}^s}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z^s}{\partial z} = 0; \quad \nabla^2 (\sigma_y^s + \sigma_z^s) = 0. \quad (4.56)$$

Можна зробити висновок, що вирази (4.55) і є розв'язаннями поставленої задачі про спричинені фільтраційними силами фільтраційні напруження. Таким чином, розв'язання задачі про фільтраційні напруження розпадається на дві окремі задачі: першої фільтраційної задачі (4.53) для визначення розподілу напорів H у будь-якій точці основи та другої задачі теорії пружності (4.56) при завантаженні основи зовнішніми розподіленими навантаженнями для визначення фіктивних напружень σ_y^s , σ_z^s і τ^s , що зазвичай значно простіше, ніж безпосереднє розв'язування системи (4.54).

Для прикладу розглянемо найпростіший випадок фільтрації відповідно до схеми на рис. 4.30,а. Для цієї схеми напір у будь-якій точці основи з розв'язання рівняння Лапласа $\nabla^2 H = 0$ (за граничних умов: при $z=0$ і $y>0$ - $H=h_1$, при $z=0$ і $y<0$ - $H=h_2$) дорівнює $H=h_1+(h/\pi)\arctg(z/y)$, де $h=h_2-h_1$.

При завантаженні основи рівномірно розподіленими навантаженнями $q_1=\gamma_w h_1$ і $q_2=\gamma_w h_2$ із відомого розв'язання теорії пружності будемо мати

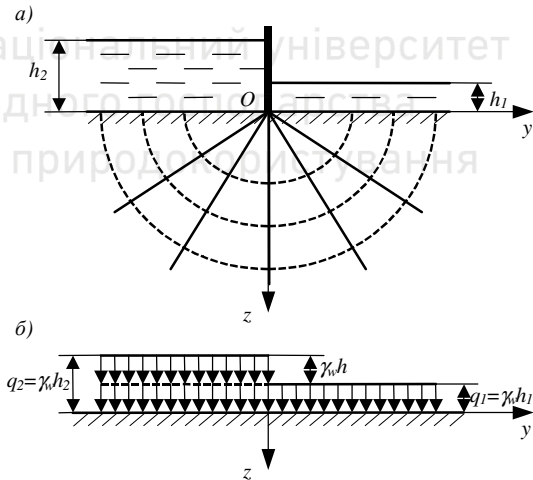


Рисунок 4.30 - Схема до фільтраційного розрахунку (а) і визначення напружень від фіктивних навантажень (б) за В.О.Флоріним:

——— - лінії однакових нормальних (σ_y і σ_z) та дотичних ($\tau_{yz}=\tau_{zy}=\tau$) напружень; - - - - лінії токів



$$\left. \begin{aligned} \sigma_y^s &= \gamma_w h_l + \frac{\gamma_w h}{\pi} \left(\arctg \frac{z}{y} + \frac{yz}{y^2 + z^2} \right); \\ \sigma_z^s &= \gamma_w h_l + \frac{\gamma_w h}{\pi} \left(\arctg \frac{z}{y} - \frac{yz}{y^2 + z^2} \right); \\ \tau^s &= \frac{\gamma_w h}{\pi} \frac{z^2}{y^2 + z^2}. \end{aligned} \right\} \quad (4.57)$$

Підставляючи отримані вирази для H , σ_y^s , σ_z^s і τ^s у рівняння (4.55), матимемо значення напружень від дії фільтраційних сил у вигляді

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= \frac{\gamma_w h}{\pi} \frac{yz}{y^2 + z^2}; \\ \sigma_z &= -\frac{\gamma_w h}{\pi} \frac{yz}{y^2 + z^2}; \\ \tau &= \frac{\gamma_w h}{\pi} \frac{z^2}{y^2 + z^2}. \end{aligned} \right\} \quad (4.58)$$

Обчисливши за допомогою формул (4.58) нормальні (σ_y і σ_z) і дотичні ($\tau_{yz} = \tau_{zy} = \tau$) напруження, можна побудувати відповідні ізолінії - лінії однакових напружень (рис. 4.30,а).

Слід зазначити, що напрямок дії фільтраційних сил суттєво впливає на напружений стан і деформації ґрунту. Так, із боку верхнього б'єфа поблизу заглибленої у ґрунт гідротехнічної споруди фільтраційні сили спрямовані вниз, а з боку нижнього - вверх (див. рис. 4.27). Низхідний фільтраційний потік збільшує стискаючі напруження в скелеті ґрунту та, як наслідок, спричиняє додаткові деформації ущільнення його шару. Це може призвести до нахилу греблі в бік верхнього б'єфа, тобто назустріч тиску води водосховища.

Більш небезпечним може виявитись утворення фільтраційного випирання - прояву дії фільтраційних сил у нижньому б'єфі гідротехнічної споруди. Явище фільтраційного випирання можна спостерігати й при осушуванні котлованів шляхом звичайного поверхневого водовідливу. У цьому випадку внаслідок пониження рівня води в котловані починається приплив води крізь його дно та при перевищенні критичної величини гідравлічного градієнта J_{cr} відбувається заповнення котловану розрідженим ґрунтом, що нерідко має миттєвий катастрофічний характер "вибуху" дна.

4.8. Напруження в ґрунтовому масиві по підосві навантажених площадок (контактна задача)

Зовнішні сили, прикладені до фундаменту від будівлі або споруди, та його власна вага передаються безпосередньо через контактну поверхню підос-



ви фундаменту на основу. При цьому по підшві фундаменту виникають так звані **контактні** напруження (нормальні й дотичні), що являють собою сили взаємодії фундаменту та основи. А тому ці напруження можна розглядати, з одного боку, як зовнішнє навантаження на основу, з другого - як урівноважені зовнішніми силами реактивні сили, що прикладені до фундаменту та внаслідок своєї сумісної дії спричиняють у ньому внутрішні зусилля. Розглядаючи сили взаємодії як зовнішні навантаження на основу, визначають розміри підшви фундаментів, їхні осідання та горизонтальні переміщення. У другому випадку, за відомих реактивних сил по підшві фундаменту без особливих труднощів можна знайти величини розрахункових згинальних моментів і перерізуючих сил у тілі фундаменту за допомогою звичайних рівнянь статки, оцінити стійкість самої будівлі або споруди, необхідний характер і ступінь армування залізобетонних фундаментних частин і т. п.

В розрахунковій практиці найбільш часто доводиться мати справу з нормальними контактними напруженнями по лінії (площині) підшви фундаменту. Найпростіше розв'язання задачі розподілу нормальних контактних напружень можна отримати у випадку дії навантаження, що передається на ґрунт через **гнучку** площадку, прикладами якої можуть бути ґрунтові подушки та насипи, земляні греблі, дамби обвалування тощо. Підшва таких споруд переміщається слідом за деформацією поверхні навантаженого масиву, як це зображено на рис. 4.31,а. При дії рівномірно розподіленого навантаження епюра нормальних контактних напружень $\sigma_{z=0}$ повторює окреслення лінії (площини) деформування основи, при цьому найбільші напруження виникають під центром завантаженої площадки, внаслідок чого поверхня ґрунту отримує найбільше осідання в центрі, а найменше - в кутових точках навантаження, тобто спостерігається "чаша осідання".

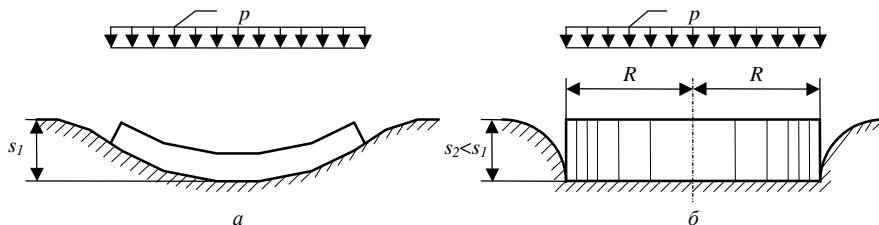


Рисунок 4.31 - Деформування поверхні ґрунту при дії рівномірно розподіленого навантаження: а - гнучка площадка передачі навантаження; б - жорсткий круглий штамп

Однак у більшості випадків площадка передачі навантаження має визначену жорсткість, що помітно впливає на характер (окреслення епюри) розподілу контактних напружень. Якщо при деформації основи форма підшви завантаженої площадки не змінюється (усі точки мають однакову вертикальну деформацію), її вважають **абсолютно жорсткою**. При однаковому зов-



нішньому навантаженні жорстка площадка має менше порівняно з гнучкою осідання за рахунок перерозподілу напружень по підшві (рис. 4.31,б).

Теоретичне розв'язання задачі розподілу нормальних контактних напружень для завантаженого рівномірно розподіленим навантаженням абсолютно жорсткого круглого штампа знайдене Ж.Буссінеском. Виходячи з отриманої ним формули для обчислення вертикальних переміщень точок обмежуючої напівпростір площини від дії вертикальної зосередженої сили, значення нормального контактного напруження $\sigma_{z=0}$ у точці підшви штампа дорівнює

$$\sigma_{z=0} = \frac{P}{2\sqrt{1 - (r/R)^2}}, \quad (4.59)$$

де p - середнє значення тиску на підшву штампа; R - радіус підшви штампа; r - відстань від центра штампа до розглядуваної точки ($r < R$).

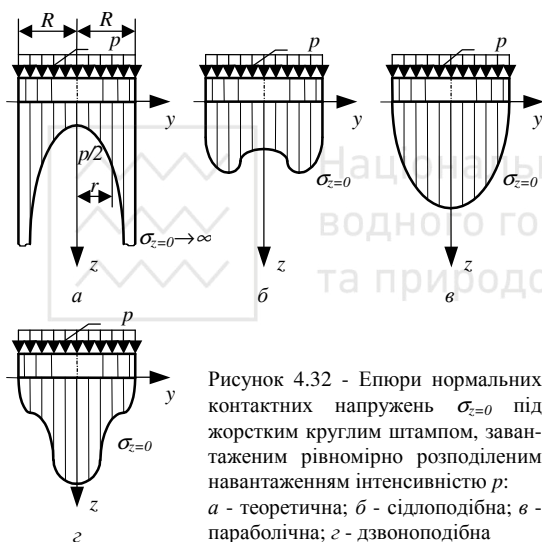


Рисунок 4.32 - Епюри нормальних контактних напружень $\sigma_{z=0}$ під жорстким круглим штампом, завантаженим рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю p : а - теоретична; б - сідлоподібна; в - параболічна; з - дзвоноподібна

Як впливає зі співвідношення (4.59), мінімальне значення $\sigma_{z=0}$ при $r=0$ (під центром навантаження) дорівнює $p/2$, а максимальне значення $\sigma_{z=0}$ одержимо при $r=R$ (під краями штампа), коли нормальне контактне напруження прямує до нескінченності (рис. 4.32,а). Однак реальний ґрунт не може сприймати нескінченні напруження, і внаслідок розвитку зон пластичних деформацій (зон зсувів) під краями завантаженої площадки контактні напруження перерозподіляються, змен-

шуючись під краями підшви та збільшуючись під рештою її частини.

Як показують виконані за допомогою спеціальних приладів безпосередні виміри нормальних контактних напружень, на форму епюр напружень впливає ціла низка факторів: величина навантаження, розміри завантаженої площадки, властивості ґрунту тощо. Так, при великих розмірах площадки, незначних навантаженнях і щільних ґрунтах форма епюри сідлоподібна (рис. 4.32,б). Для ґрунтів середньої щільності, помірних навантаженнях і середніх розмірах фундаменту форма епюра параболічна (рис. 4.32,в). При незначних розмірах фундаменту, великих навантаженнях і слабких ґрунтах епюра має дзвоноподібну форму (рис. 4.32,з).

Таким чином, із зазначеного вище витікає, що одержати точну епюру

нормальних контактних напружень $\sigma_{z=0}$ досить складно, адже в кожному конкретному випадку необхідно враховувати характер і величину навантаження, форму й розміри фундаменту, глибину закладання його підшви, властивості ґрунту та ін. Крім того, криволінійна форма епюри напружень незручна для розв'язання інженерних задач.

Виходячи з численних досліджень, а також зважаючи на практичний досвід про незначність впливу характеру розподілу контактних напружень $\sigma_{z=0}$ на перерозподіл вертикальних нормальних стискаючих напружень σ_z по глибині ґрунтового масиву, при визначенні розмірів підшви жорстких фундаментів і при розрахунках осідань жорстких та гнучких фундаментів нормальні контактні напруження розглядають як місцеве зовнішнє навантаження на основу, а їхню епюру приймають прямолінійною (рис. 4.33). При цьому ординати напружень обчислюють за формулами:

при центрально діючому навантаженні

$$\sigma_{z=0} = p = N/A; \quad (4.60)$$

при позакентрово діючому навантаженні

$$\sigma_{z=0}^{\max} = p^{\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x, \quad (4.61)$$

де N - рівнодіюча всіх вертикальних навантажень, що передаються підшоною фундаменту на основу; A - площа підшви фундаменту; M_x і M_y - моменти діючих по підшві фундаменту зовнішніх сил відносно горизонтальних осей Ox і Oy , що виходять із центра ваги підшви (головних осей інерції); W_x , W_y , I_x , I_y - відповідно моменти опору та моменти інерції перерізу підшви відносно тих же самих осей; x і y - координати точки підшви, в якій визначають напруження.

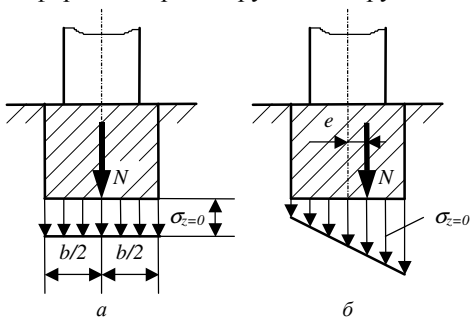


Рисунок 4.33 - Епюри контактних напружень $\sigma_{z=0}$, які застосовують у практичних розрахунках: а - при центрально діючому навантаженні; б - при позакентрово діючому навантаженні

5. ОСІДАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

5.1. Види деформацій у ґрунтах і причини, що їх зумовлюють

Деформації ґрунтів як складних багатофазних систем (див. 1.2) зумовлені як загальною зміною їхнього об'єму (ущільненням, набряканням і т. п.), так і деформівністю складових компонентів (фаз) ґрунту (повзучістю скелета, стисливістю порової води, а також включень водяних парів і газів тощо) та характером їхньої взаємодії. Складаються повні деформації ґрунтів із пружних і непружних (залишкових). Види деформацій і основні фізичні причини, що їх зумовлюють, наведені в табл. 5.1.

Національний університет
 Таблиця 5.1. Види деформацій ґрунтів і фізичні причини, що їх зумовлюють (за М.О.Цитовичем-Б.І.Далматовим)

Види деформацій	Фізичні причини деформацій
Пружні деформації: зміна об'єму викривлення форми	Дія молекулярних сил пружності твердих частинок, а також тонких плівок води та замкнених кульок повітря. Дія молекулярних сил пружності, що розвиваються при викривленні структурної решітки твердих частинок і цементуючої колоїдної речовини.
Непружні (залишкові) деформації: ущільнення пластичні просідання набрякання	Зменшення пористості ґрунту (компресійні властивості). Руйнування структури ґрунту, злам твердих частинок, їхні взаємні зсуви в областях граничного напруженого стану. Різке порушення природної структури ґрунту при зміні умов його залягання (замочування лесових ґрунтів, відтавання мерзлих ґрунтів тощо). Виявлення розклинюючого ефекту в результаті дії електромолекулярних сил і видалення з порової води розчиненого в ній газу при пониженні тиску.

Слід зазначити, що в загальній частині деформацій непружні в багато разів перевищують за величиною пружні деформації, тому в більшості практичних розрахунків останніми нехтують (за винятком розрахунків на динамічні впливи - вібрації, вибухи, сейсмічні впливи тощо).

При розрахунках основ будівель і споруд частіше за все мають справу з **осіданнями основ** (або **осіданнями фундаментів***) - вертикальними переміщеннями поверхні ґрунту під подошвою фундаментів, що відбуваються під дією зовнішніх навантажень внаслідок непружних деформацій ущільнення (тут мають місце й пружні деформації викривлення форми, але їх до уваги не приймають) і не супроводжуються корінними змінами природної структури ґрунту.

5.2. Методи розрахунку осідань основ

5.2.1. Визначення скінченного осідання поверхні шару ґрунту при суцільному навантаженні. Розглянемо поширений на нескінченну відстань шар однорідного ґрунту, що має скінченну товщину та розміщений на нестиглий і водонепроникній скельній породі (рис. 5.1,а). При стиску шару ґрунту зовнішнім суцільним рівномірно розподіленим навантаженням буде відбу-

* Тут і далі за текстом слід уважати, що на місті фундаменту може виявитись будь-яка навантажена площадка.

ватись його ущільнення без можливості бокового розширення. Це відповідає умовам ущільнення ґрунту під дією вертикального навантаження при компресійних випробуваннях (див. 2.2.3). Визначення скінченного осідання шару ґрунту при заданих умовах навантаження називають **основною задачею ущільнення**. Можна передбачити, що осідання відбувається лише за рахунок зменшення об'єму пор, а об'єм твердих частинок залишається незмінним.

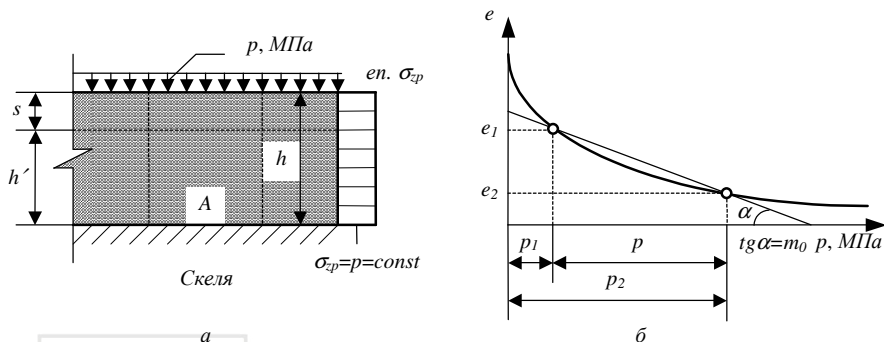


Рисунок 5.1 - Схема до визначення осідання шару ґрунту від дії суцільного рівномірно розподіленого навантаження (основна задача ущільнення):

a - схема навантаження та розподілу вертикальних нормальних стискаючих напружень у товщі ґрунту; *б* - компресійна крива

Відокремимо в шарі ґрунту елементарний стовпчик із площею основи A , висотою h і коефіцієнтом пористості e_1 . Після ущільнення рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю p висота стовпчика буде дорівнювати h' , коефіцієнт пористості - e_2 , а величину осідання можна виразити як

$$s = h - h'. \quad (5.1)$$

Зважаючи на те, що об'єм скелета ґрунту до ущільнення та після затухання осідання залишається незмінним, з урахуванням формули (1.13) можна записати

$$\frac{I}{1+e_1} Ah = \frac{I}{1+e_2} Ah', \quad (5.2)$$

звідки

$$h' = \frac{1+e_2}{1+e_1} h. \quad (5.3)$$

Підставляючи значення h' у вираз (5.1), отримаємо

$$s = h \left(1 - \frac{1+e_2}{1+e_1} \right) = h \frac{e_1 - e_2}{1+e_1}. \quad (5.4)$$

Відповідно до формули (2.6), коефіцієнт стисливості

$$m_0 = (e_1 - e_2) / (p_2 - p_1) = (e_1 - e_2) / p, \quad (5.5)$$

$$e_1 - e_2 = m_0 p, \quad (5.6)$$

де p - приріст зовнішніх тисків або так званий *діючий тиск*.

Підставляючи значення $e_1 - e_2$ у вираз (5.4), знайдемо

$$s = h \frac{m_0}{1 + e_1} p. \quad (5.7)$$

Величина $m_0/(1+e_1)$ у цьому виразі, відповідно до формули (2.11), являє собою коефіцієнт відносної стисливості ґрунту m_v . Тоді формула для визначення скінченного (стабілізованого) осідання поверхні шару ґрунту при зовнішньому суцільному рівномірному розподіленому навантаженні буде мати вигляд

$$s = h m_v p. \quad (5.8)$$

Якщо коефіцієнт відносної стисливості ґрунту виразити відповідно до формули (2.23) через модуль загальної деформації $E = \beta/m_v$, то отримаємо

$$s = h \frac{\beta}{E} p, \quad (5.9)$$

де β - коефіцієнт, що враховує бокове розширення ґрунту та обчислюється за формулою (2.19).

З формул (5.8) і (5.9) видно, що осідання шару ґрунту залежить від інтенсивності зовнішнього навантаження p , висоти шару h і показників стисливості ґрунту (E , m_v). Визначати осідання за формулами (5.8) і (5.9) можна лише в тому випадку, коли в основі залягає нестисливий шар на глибині, меншій 0,4 ширини підшви фундаменту ($h \leq 0,4b$), що зазвичай буває при розрахунку осідань фундаментів великої ширини.

5.2.2. Метод пошарового підсумовування. Вище було розглянуто випадок, коли основа складається з одного шару ґрунту, що підстеляється скелею (нестисливим шаром ґрунту). Епюра вертикальних нормальних стискаючих напружень від зовнішнього навантаження (так званих *додаткових напружень* або *додаткових тисків*) у цьому випадку постійна по глибині (див. рис. 5.1), а осідання шару ґрунту може бути обчислене за формулами (5.8) або (5.9). На практиці частіше за все доводиться мати справу з неоднорідними основами значної товщі. Оскільки інтенсивність зазначених додаткових тисків у міру заглиблювання зменшується (див. рис. 4.20), то для визначення осідання основи застосовують *метод пошарового підсумовування*. Цей метод полягає в тому, що осідання завантаженої основи визначають як суму осідань елементарних шарів основи такої товщини ($h \leq 0,4b$ за умовами основної задачі ущільнення), для яких можна без значних похибок приймати при розрахунках постійні по глибині середні значення додаткових тисків і середні значення коефіцієнтів, що характеризують деформівність ґрунтів. Таким шляхом неоднорідну основу приводять до умов основної задачі ущільнення. Розбивання основи на елементарні шари проводять у межах стисливої товщі основи, тобто до глибини, де ґрунт практично не зазнає деформацій. Метод пошарового підсумовування рекомендований будівельними нормами для розрахунку осі-



дань фундаментів шириною менше 10 м, а також при відсутності в межах стисливої товщі ґрунтів із модулем загальної деформації $E \geq 100$ МПа, та базується на таких припущеннях:

ґрунт основи під фундаментом не зазнає бокового розширення;

осідання основи спричинене дією лише додаткового тиску σ_{zp} (інші п'ять складових напружень не враховують);

осідання шарів ґрунту основи прямопропорційні додатковим тискам σ_{zp} , що зменшуються по глибині;

додаткові тиски σ_{zp} визначають під центром підшови фундаменту методами теорії пружності без урахування зміни деформативних характеристик ґрунту по глибині;

осідання основи розглядають лише в межах стисливої товщі H_c (рис. 5.2) - до глибини, де деформації ґрунту практично відсутні (інакше стисливу товщу H_c ще називають **активною зоною**);

вважають, що безрозмірний коефіцієнт β , який залежить від коефіцієнта бокового розширення ґрунту μ і який приймають 0,8 незалежно від виду ґрунту, корегує спрощену розрахункову схему;

жорсткість фундаментів і надфундаментних конструкцій не враховують.

Розрахунок осідання виконують у такій послідовності.

На геологічний переріз розрахункової вертикалі будівельного майданчика наносять у тому ж самому вертикальному масштабі поперечні окреслення проєктованого фундаменту.

Після визначення навантажень на підшву фундаменту (з урахуванням власної ваги фундаменту; власної ваги ґрунту на його виступах; зважуючої дії води, якщо фундамент заглиблений нижче її рівня, або без урахування зважування, приймаючи його в запас) обчислюють повний середній фактичний тиск p на ґрунт основи під підшвою фундаменту.

За формулами (4.45) вираховують вертикальні нормальні стискаючі напруження від власної ваги ґрунту (так звані **природні напруження** або **природні тиски**) на розвідану глибину масиву та будують епюру природного тиску σ_{zg} зліва від вертикалі, що проходить через центр ваги підшови фундаменту. Визначають величину природного тиску на рівні відмітки підшови фундаменту $\sigma_{zg,0}$, при цьому приймають:

при плануванні зрізуванням

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

при відсутності планування та при плануванні підсипанням

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

де γ' - об'ємна вага ґрунту, розташованого вище підшови фундаменту; d і d_n - глибини закладання фундаменту від рівнів відповідно планування та природного рельєфу.

Обчислюють додатковий тиск на рівні підшови фундаменту за формулою

$$\sigma_{zp,0} = p_0 = p - \sigma_{zg,0}. \quad (5.10)$$

Знайдену величину $\sigma_{zp,0}=p_0$ відкладають у прийнятому масштабі епюру тисків на відмітці підшови фундаменту (при $z=0$) справа від вертикалі.

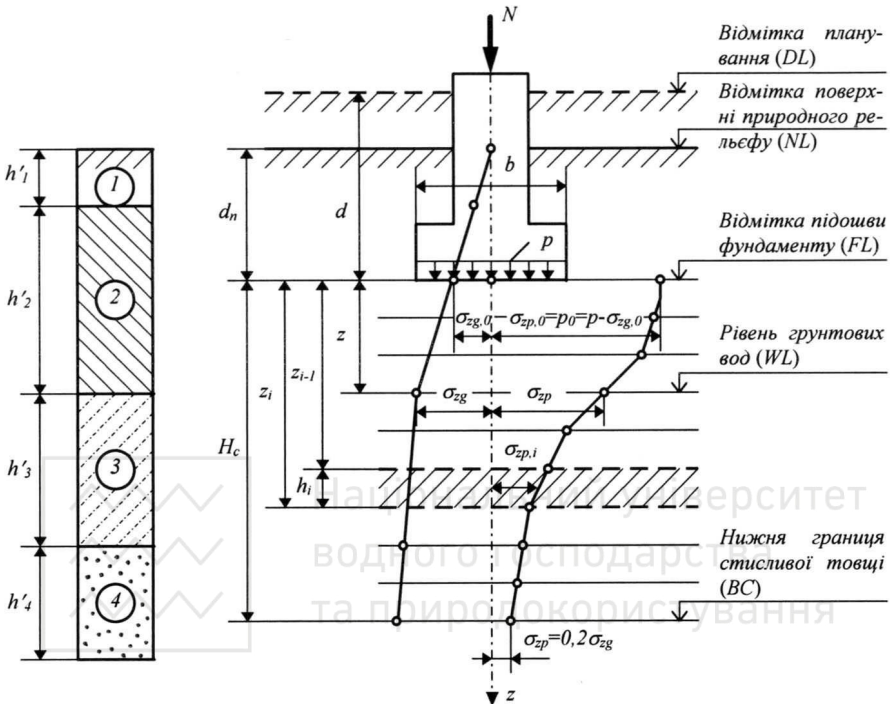


Рисунок 5.2 - Схема розподілу вертикальних нормальних стискаючих напружень в основі при розрахунку осідань методом пошарового підсумовування

Товщу нижче підшови фундаменту розбивають на елементарні шари товщиною $h_i=0,4b$ (для приведення неоднорідної основи до умов основної задачі ущільнення), де b - ширина підшови фундаменту.

За табл. (4.2) визначають коефіцієнти розподілу додаткового тиску α по глибині основи залежно від відносної глибини $\zeta=2z/b$ (z - відмітки границь елементарних шарів від підшови фундаменту), форми підшови фундаменту та співвідношення сторін l/b підшови прямокутного фундаменту (l - розмір довшої сторони).

Знаходять додаткові тиски на відмітках границь елементарних шарів z за формулою $\sigma_{zp}=\alpha p_0$ і будують епюру додаткових тисків σ_{zp} справа від вертикалі під центром ваги підшови фундаменту.

Величини σ_{zp} обчислюють до такої глибини $z=H_c$ від підшови фундаменту, де цей додатковий тиск стає настільки малим, що не може спричинити суттєвого ущільнення ґрунту. Цю глибину називають умовною **нижньою**

границею стисливої товщі та приймають при визначенні осідань основ промислових і цивільних будівель на такій відмітці нижче підоснови фундаменту, де задовольняється умова

$$\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}. \quad (5.11)$$

Для гідротехнічних споруд, а також у випадку, якщо знайдена з умови (5.11) нижня границя стисливої товщі знаходиться в шарі ґрунту з модулем загальної деформації $E < 5 \text{ МПа}$ (слабкий ґрунт) або такий шар залягає безпосередньо нижче глибини $z = H_c$, нижню границю стисливої товщі визначають, виходячи з умови $\sigma_{zp} \leq 0,1\sigma_{zg}$.

Деформацію стиску кожного елементарного шару товщиною h_i визначають за формулою, отриману з виразу (5.9):

$$s_i = \frac{\beta_i \sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (5.12)$$

де $\sigma_{zp,i}$ - середнє значення додаткового тиску в межах i -го елементарного шару, яке дорівнює напівсумі тисків на верхній і нижній границях розглядуваного шару; h_i і E_i - відповідно товщина та модуль загальної деформації ґрунту i -го шару; β_i - коефіцієнт, що враховує бокове розширення ґрунту та дорівнює 0,8 незалежно від його виду.

В межах усієї стисливої товщі осідання складається з осідань елементарних шарів із різними модулями загальної деформації E_i та обчислюється за формулою

$$s = \sum_{i=1}^n s_i = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i}, \quad (5.13)$$

де n - кількість елементарних шарів у межах стисливої товщі основи.

Слід зазначити, що відповідно до формули (5.10) теоретично можна звести будівлю або споруду, осідання якої дорівнює нулю. Для цього необхідно заглибити фундамент до такої відмітки, де повний середній тиск від будівлі або споруди p буде дорівнювати природному тиску $\sigma_{zg,0}$. Тоді тиск p_0 дорівнюватиме нулю, та основа не буде зазнавати додаткового стиску. Такі розв'язання на практиці приймають досить часто, наприклад, для висотних будівель на структурно нестійких ґрунтах, у сейсмічних районах та ін.

5.2.3. Урахування впливу сусідніх фундаментів і навантажень на прилеглі площі. Бувають випадки, коли будівля або споруда передає навантаження на основу через систему фундаментів, що розташовані на порівняно невеликих відстанях один від одного. Завантаження кожного з них призводить до розвитку осідань основ сусідніх фундаментів. У зв'язку з цим, при визначенні додаткових тисків σ_{zp} необхідно враховувати завантаження не лише фундаменту, осідання якого визначають, але й усіх сусідніх фундаментів, а в деяких випадках також і завантаження поверхні ґрунту біля фундаменту.

У такому випадку при розрахунку осідання спочатку будують епюру додаткових тисків для фундаменту, який розраховують, а потім визначають додаткові тиски, які виникають уздовж вертикалі, що проходить через центр

ваги підшви фундаменту, від впливу сусідніх фундаментів і (або) навантажень на прилеглих площах, та будують сумарну епюру додаткових тисків.

На рис. 5.3,а показана схема побудови епюр додаткових тисків і розміщення меж стисливої товщі. Видно, що збільшення кількості близько розташованих фундаментів призводить до зростання сумарної епюри додаткових тисків і збільшення потужності стисливої товщі.

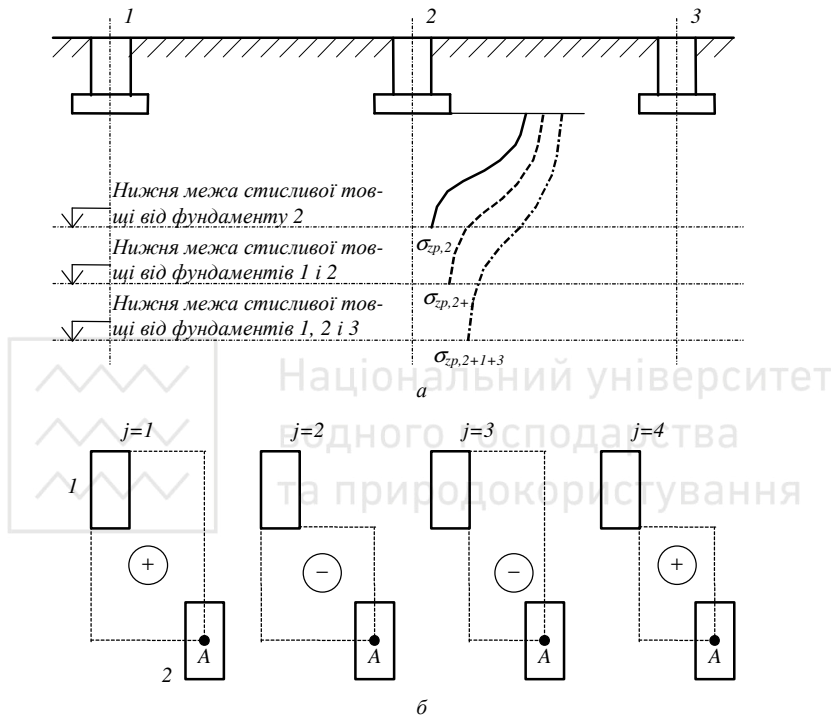


Рисунок 5.3 - Схема до врахування при розрахунку осідань впливу сусідніх фундаментів: а - схема побудови епюр додаткових тисків і розміщення меж стисливої товщі; б - схема розташування фіктивних фундаментів при визначенні додаткових тисків у точці А від сусіднього фундаменту; 1,3 - сусідні фундаменти, що впливають на фундамент, який розраховують; 2 - фундамент, який розраховують

Додатковий тиск $\sigma_{zp,nf}$ на глибині z по вертикалі, що проходить через центр ваги підшви фундаменту, який розраховують, з урахуванням впливу сусідніх фундаментів і (або) навантажень на прилеглих площах буде

$$\sigma_{zp,nf} = \sigma_{zp,f} + \sum_{i=1}^k \sigma_{zp,A;i}, \quad (5.14)$$

де $\sigma_{zp,f}$ - додатковий тиск у ґрунті на глибині z від завантаження фундаменту, який розраховують; $\sigma_{zp,A;i}$ - додатковий тиск у ґрунті на глибині z по вертикалі, що проходить через центр ваги



підшови фундаменту, який розраховують (точка А), від впливу сусіднього i -го фундаменту; k - кількість фундаментів, що впливають на фундамент, який розраховують.

Додаткові тиски $\sigma_{zp,A}$ можуть бути визначені за допомогою методу кутових точок (див. 4.3.4). На рис. 5.3,б показана схема розміщення фіктивних фундаментів при визначенні додаткових тисків у точці А фундаменту 2 від фундаменту 1. Величину $\sigma_{zp,A}$ визначають алгебричним підсумовуванням тисків $\sigma_{zp,c;j}$ у кутових точках чотирьох фіктивних фундаментів, через кути яких проходить вертикаль А, за допомогою формули

$$\sigma_{zp,A} = \sum_{j=1}^4 \pm (\sigma_{zp,c;j}). \quad (5.15)$$

Знаки тисків $\sigma_{zp,c;j}$ у формулі (5.15) під кутом j -го фіктивного фундаменту приймають відповідно до схеми на рис. 5.3,б.

Після побудови сумарної епюри додаткових тисків, що враховує вплив усіх сусідніх фундаментів і (або) навантажень на прилеглих площах, розрахунок осідання може бути виконаний методом поширеного підсумовування.

Треба зазначити, що вплив сусідніх фундаментів і (або) навантажень на прилеглих площах урахують лише при відстані до них не більше потужності стисливої товщі основи, знайденої з урахуванням завантаження сусідніх фундаментів і (або) близько розташованих площ.

5.2.4. Метод еквівалентного шару ґрунту. Розрахунок осідань за методом еквівалентного шару ґрунту запропонований проф. М.О.Цитовичем у 1934 р. Основні припущення розглядуваного методу при потужному шарі однорідного ґрунту такі:

- однорідний ґрунт нескінченно простягається в межах напівпростору;
- деформації у межах напівпростору пропорційні напруженням, тобто напівпростір лінійно деформівний;
- деформації напівпростору встановлюють методами теорії пружності.

Еквівалентним шаром називають таку товщу ґрунту h_e , осідання якої в умовах неможливості бокового розширення при завантаженні всієї поверхні рівномірно розподіленим навантаженням (основна задача ущільнення, див. 5.2.1) у точності дорівнює величині осідання фундаменту обмежених розмірів при місцевому навантаженні тієї ж самої інтенсивності, виведеному на напівпросторі та обчисленому з урахуванням можливості бокового розширення.

Для шару скінченної товщини (рис. 5.4,а) осідання можна визначити за формулою (5.8), приймаючи, що висота шару ґрунту дорівнює h_e :

$$s = h_e m_v p_0, \quad (5.16)$$

де m_v - коефіцієнт відносної стисливості ґрунту, $M\text{Па}^{-1}$; p_0 - додатковий тиск по підшові фундаменту, кПа , який обчислюють за формулою (5.10).

З теорії пружності відомо, що осідання поверхні лінійно деформівного напівпростору можна знайти за допомогою формули Шлейхера



$$s = wb(1 - \mu^2) \frac{p_0}{E}, \quad (5.17)$$

де w - коефіцієнт осідання, що залежить від форми підшови та жорсткості фундаменту; b - ширина підшови фундаменту; μ - коефіцієнт поперечного розширення ґрунту, який приймають згідно з табл. 2.2.

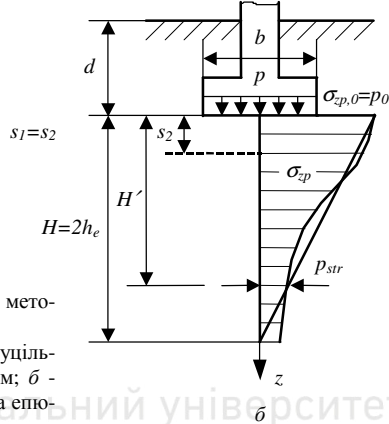
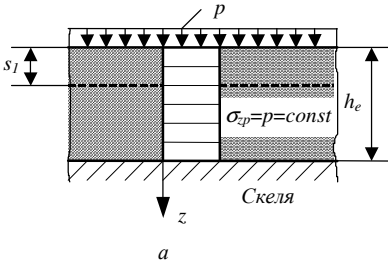


Рисунок 5.4- Схема до визначення осідання методом еквівалентного шару:

a - шар ґрунту, поверхня якого завантажена суцільним рівномірним розподілим навантаженням; b - фундамент обмежених розмірів і еквівалентна епюра розподілу додаткових тисків

Формула (5.17) враховує обмежене бокове розширення ґрунтів основ і деформації їх під дією всіх складових компонентів напружень.

Відповідно до виразу (2.23)

$$E = \beta / m_v,$$

де $\beta = 1 - 2\mu^2 / (1 - \mu) = (1 + \mu)(1 - 2\mu) / (1 - \mu)$.

Підставивши значення E і β у формулу (5.17), отримаємо

$$s = \frac{(1 - \mu^2)(1 - \mu)}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)} w b m_v p_0 = \frac{(1 - \mu)^2}{1 - 2\mu} w b m_v p_0. \quad (5.18)$$

Позначимо

$$A = \frac{(1 - \mu)^2}{1 - 2\mu}, \quad (5.19)$$

тоді формула (5.18) набуде вигляду

$$s = A w b m_v p_0. \quad (5.20)$$

Привіряємо між собою вирази (5.16) і (5.20). У результаті після математичних перетворень отримаємо

$$h_e = A w b. \quad (5.21)$$

Отже, висота еквівалентного шару не залежить від інтенсивності навантаження p і модуля загальної деформації E , а визначається лише формою та жорсткістю фундаменту (w), його розмірами (b) та значенням коефіцієнта



Добуток Aw у формулі (5.21) має назву **коефіцієнта еквівалентного шару** та визначається за допомогою спеціальних таблиць: для фундаментів із прямокутною підшовою за табл. 5.2; для фундаментів з круглою підшовою - за табл. 5.3. Для визначення максимального осідання під центром підшви гнучких фундаментів беруть за таблицями коефіцієнт Aw_0 , для середнього осідання жорстких фундаментів - Aw_m , для осідання абсолютно жорсткого фундаменту - Aw_{const} , для осідання на контурі гнучкого фундаменту - Aw_c (для кутової точки прямокутного фундаменту $Aw_c = Aw_0/2$).

Таблиця 5.2 - Коефіцієнти еквівалентного шару Aw для фундаментів із прямокутною підшовою

$\eta = l/b$	Коефіцієнти Aw при значенні μ											
	0,1			0,2			0,3			0,4		
	Aw_0	Aw_m	Aw_{const}	Aw_0	Aw_m	Aw_{const}	Aw_0	Aw_m	Aw_{const}	Aw_0	Aw_m	Aw_{const}
1	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,37	1,17	1,08	2,02	1,71	1,58
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,66	1,40	1,32	2,44	2,07	1,94
2	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,88	1,60	1,49	2,76	2,34	2,20
3	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,18	1,89	1,76	3,21	2,75	2,59
4	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,41	2,09	1,97	3,53	3,06	2,90
5	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,58	2,25	2,11	3,79	3,29	3,10
6	2,25	1,98	---	2,37	2,09	---	2,72	2,41	---	4,00	3,53	---
7	2,35	2,06	---	2,47	2,18	---	2,84	2,51	---	4,18	3,67	---
8	2,43	2,14	---	2,56	2,26	---	2,94	2,61	---	4,32	3,82	---
9	2,51	2,21	---	2,62	2,34	---	3,03	2,69	---	4,46	3,92	---
≥ 10	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	3,12	2,77	2,60	4,58	4,05	3,82

Таблиця 5.3 - Коефіцієнти еквівалентного шару Aw для фундаментів із круглою підшовою

μ	Коефіцієнти Aw			
	Aw_0	Aw_m	Aw_{const}	Aw_c
0,2	1,07	0,91	0,84	0,68
0,25	1,13	0,96	0,88	0,72
0,3	1,23	1,04	0,96	0,78
0,35	1,41	1,20	1,11	0,90
0,4	1,80	1,53	1,41	1,15

Таким чином, після одержання за формулою (5.21) значення висоти еквівалентного шару легко за виразом (5.16) визначити осідання фундаменту (рис. 5.4,б), що точно відповідає обчисленому за формулою (5.17) осіданню поверхні нескінченного напівпростору під дією місцевого навантаження.

Треба зазначити, що в методі еквівалентного шару криволінійну епюру розподілу додаткових тисків σ_p в основі з достатньою для практики точністю можна замінити **еквівалентною** трикутною **епюрою** (рис. 5.4,б) з катетами $\sigma_{p,0} = p_0$ і $H = 2h_e$, де H - потужність стисливої товщі.

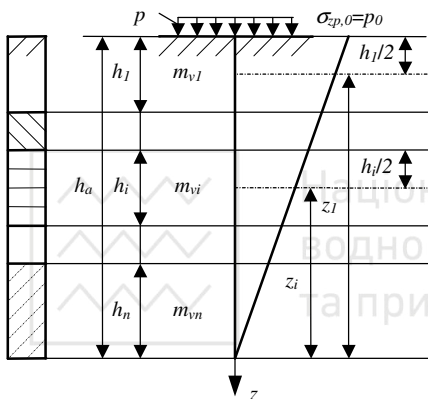
Використовуючи еквівалентну епюру, можна знаходити осідання основи, виходячи з розподілених у ній додаткових тисків. При цьому для ґрунтів, які не мають структурної міцності, приймають, що глибина активної (стисливої)

зони h_a дорівнює висоті еквівалентної епюри (тобто $h_a = H = 2h_e$). Для ґрунтів, які мають структурну міцність, активна зона h_a простягається до глибини H' , де додаткові тиски дорівнюють структурній міцності ґрунту (див рис. 5.4,б).

Для визначення осідання фундаменту при шаруватій товщі ґрунтів в основі рекомендують використовувати формулу (5.16) із підстановкою в неї значення середнього (приведеного) коефіцієнта відносної стисливості m_{vm}

$$s = h_e m_{vm} p_0. \quad (5.22)$$

Оскільки осідання s більшою мірою залежить від деформацій шарів ґрунту, що залягають на невеликій глибині під подошвою фундаменту, чим від деформацій підстеляючих шарів, вважають можливим визначати значення m_{vm} лише для активної зони, а додаткові тиски в межах цієї зони приймати розподіленими по еквівалентній трикутній епюрі.



Розглянемо розрахункову схему (рис. 5.5), в якій за значеннями глибини активної зони h_a і додаткового тиску по подошві фундаменту p_0 побудована еквівалентна трикутна епюра додаткових тисків. Середнє значення додаткового тиску в i -му шарі можна визначити з виразу

$$\sigma_i = p_0 \frac{z_i}{h_a},$$

де z_i - відстань від середини i -го шару ґрунту до нижньої межі стисливої товщі на глибині $h_a = 2h_e$.

Рисунок 5.5 - Розрахункова схема до визначення середнього коефіцієнта відносної стисливості

Повне осідання шарів ґрунту в межах активної зони може бути

представленим у вигляді суми осідань окремих шарів:

$$s = \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} \sigma_i = \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} p_0 \frac{z_i}{h_a}, \quad (5.23)$$

де h_i - товщина окремих шарів ґрунту.

Виходячи з рівності осідань, які визначають за формулами (5.22) і (5.23), і, враховуючи те, що $h_e = h_a/2$, отримаємо

$$m_{vm} = \frac{1}{2h_e^2} \sum_{i=1}^n h_i m_{vi} z_i. \quad (5.24)$$

Практичний досвід розрахунків свідчить про те, що методом еквівалентного шару можна користуватись лише при площі подошви фундаменту менше 50 м^2 . Це обмежує можливість застосування методу для визначення осідання фундаментів з урахуванням впливу сусідніх фундаментів і навантажень на прилеглих площах.



5.2.5. Метод лінійно деформівного шару. Розв'язання задачі про осідання лінійно деформівного шару ґрунту, розташованого на нестисливій (абсолютно жорсткій) основі належить проф. К.С.Єгорову та базується на таких припущеннях:

- стислива товща ґрунту обмежена по глибині;
- деформації у межах кожного шару основи пропорційні напруженням, тобто ґрунт будь-якого шару є лінійно деформівним тілом;
- деформації окремих шарів установлюють з урахуванням усіх складових компонентів напружень;
- осідання фундаменту дорівнює середній величині осідання поверхні ґрунту під дією рівномірно розподіленого по обмеженій площі навантаження;
- жорсткість фундаменту не враховують;
- розподілення напружень у шарі ґрунту приймають відповідно до задачі однорідного напівпростору, а жорсткість підстеляючого шару враховують корегуючим коефіцієнтом k_c у формулі (5.28).

Розрахункову схему до визначення осідання основи за методом лінійно деформівного шару наведено на рис. 5.6. Будівельні норми рекомендують застосовувати цей метод у таких випадках:

якщо в межах стисливої товщі основи H_c , визначеної як для лінійно деформівного напівпростору (див. рис. 5.3), залягає шар ґрунту з модулем загальної деформації $E_l \geq 100 \text{ МПа}$ товщиною h_l і виконується умова

$$h_l \geq H_c \left(1 - \sqrt[3]{E_2/E_l} \right), \quad (5.25)$$

де E_2 - модуль загальної деформації ґрунту, що підстеляє шар ґрунту з модулем деформації E_l ;

якщо ширина (діаметр) фундаменту $b \geq 10 \text{ м}$ і модуль загальної деформації ґрунтів основи $E \geq 10 \text{ МПа}$.

У першому випадку товщину H_c приймають до покрівлі нестисливого (або малостисливого) шару ґрунту.

У другому випадку товщину лінійно деформівного шару H_c (рис. 5.6) обчислюють за емпіричною формулою

$$H_c = (H_0 + \psi b) k_p, \quad (5.26)$$

де H_0 і ψ - приймають для основ, складених глинистими ґрунтами, відповідно 9 м і 0,15, а пісками - 6 м і 0,1; k_p - коефіцієнт, який приймають: $k_p=0,8$ - при середньому тиску під підшовою фундаменту $p=100 \text{ кПа}$; $k_p=1,2$ - при $p=500 \text{ кПа}$; для проміжних значень - інтерполяцією.

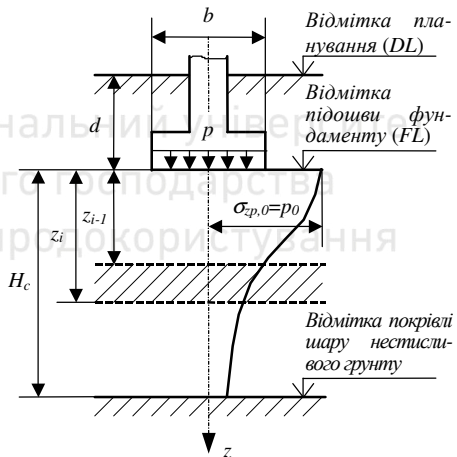


Рисунок 5.6 - Схема до визначення осідання методом лінійно деформівного шару

Якщо основа складена глинистими ґрунтами та пісками, значення H_c визначають із виразу

$$H_c = H_s + k_p h_{cl} / 3, \quad (5.27)$$

де H_s - товщина шару, обчислена за формулою (5.26) за припущення, що основа складена лише пісками; h_{cl} - сумарна товщина шарів глинистих ґрунтів у межах від підшви фундаменту до глибини H_{cl} , яка дорівнює значенню H_c , обчисленому за формулою (5.26) у припущенні, що основа складена лише глинистими ґрунтами.

Значення H_c , знайдене за формулами (5.26) або (5.27), повинно бути збільшеним на товщину шару ґрунту з модулем загальної деформації $E < 10$ МПа, якщо цей шар розташований нижче H_c і товщина його не перевищує $0,2H_c$. При більшій товщині шару такого ґрунту, а також якщо вище розташовані шари мають модуль загальної деформації $E < 10$ МПа, розрахунок деформацій основи виконують за розрахунковою схемою лінійно деформівного напівпростору (див. 5.2.2) з умовним обмеженням глибини стисливої товщі (активної зони) H_c (див. формулу (5.11)).

За відомого значення H_c осідання основи визначають за формулою

$$s = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}, \quad (5.28)$$

де p - повний середній тиск під підшвою фундаменту; b - ширина прямокутного або діаметр круглого фундаменту; k_c і k_m - коефіцієнти, які приймають за табл. 5.4 і 5.5; n - кількість шарів, які відрізняються стисливістю в межах розрахункової товщини шару H_c ; k_i та k_{i-1} - коефіцієнти, які визначають за табл. 5.6 залежно від форми фундаменту, співвідношення сторін прямокутного фундаменту та відносної глибини, на якій розташовані нижня й верхня поверхні i -го шару (відповідно $\zeta_i = 2z_i/b$ і $\zeta_{i-1} = 2z_{i-1}/b$); E_i - модуль загальної деформації i -го шару ґрунту.

Таблиця 5.4 - Значення коефіцієнта k_c

Відносна товщина шару $\zeta = 2H/2$	k_c
$0 < \zeta \leq 0,5$	1,5
$0,5 < \zeta \leq 1$	1,4
$1 < \zeta \leq 2$	1,3
$2 < \zeta \leq 3$	1,2
$3 < \zeta \leq 5$	1,1
$\zeta > 5$	1,0

Таблиця 5.5 - Значення коефіцієнта k_m

Ширина фундаменту, м	k_m при середньому значенні E , МПа	
	< 10	≥ 10
$b < 10$	1	1,00
$10 \leq b \leq 15$	1	1,35
$b > 15$	1	1,50

Формула (5.28) служить для визначення середнього осідання основи, завантаженої рівномірно розподіленим по обмеженій площі навантаженням; цю формулу допускається застосовувати для визначення осідань жорстких фундаментів. Причому, важливо те, що за методом лінійно деформівного шару визначають осідання не від дії одного компонента напружень, а з урахуванням напруженого стану в межах кожного розглядуваного деформівного шару. Разом із тим, будівельні норми обмежують застосування зазначеного методу. Так, цей метод не дозволяє визначати осідання фундаментів з урахуванням впливу сусідніх фундаментів і навантажень на прилеглих площах.

Національний університет
Таблиця 5.6 - Значення коефіцієнта k

$\xi=2z/b$	Коефіцієнт k для фундаментів							
	круглих	прямокутних із співвідношенням сторін $\eta=l/b$, що дорівнює						стрічкових ($\eta \geq 10$)
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,717	0,750	0,768	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,883	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,844	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,041	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,109	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,005	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,720	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

Примітка. Для проміжних значень ξ і η коефіцієнт k приймають інтерполяцією

5.2.6. Осідання основ у часі. Елементи теорії фільтраційної консолідації (ущільнення) ґрунтів. Навантаження передається на основу в процесі зведення будівлі або споруди та поступово збільшується, при цьому збільшується й осідання. Після завершення будівництва при сталому навантаженні основи приріст осідань із бігом часу зменшується й осідання затухають.

У незв'язних ґрунтах (пісках і великоуламкових ґрунтах) осідання в процесі будівельного періоду збільшуються швидко та практично припиняються під час будівництва, не позначаючись на подальшій експлуатації споруди. У водонасичених слабопроникних зв'язних ґрунтах (глинистих ґрунтах, мулах, сапропелях, заторфованих ґрунтах, торфах та ін.) збільшення осідання основи - більш тривалий процес, що відбувається іноді роками. В окремих випадках нерівномірне осідання основи, складеної такими ґрунтами, може призвести до недопустимих деформацій експлуатованої споруди.

Швидкість осідання повністю водонасичених незв'язних ґрунтів і його значення в будь-який час можуть бути визначені відповідно до **теорії фільтраційної консолідації** - теорії поступового процесу ущільнення, пов'язаного з витисненням води з пор ґрунту -, яка базується на таких головних передумовах:



розглядають шар товщиною h однорідного ґрунту (ґрунтової маси), повністю насиченого гравітаційною, нестисливою та гідралічно безперервною водою;

скелет ґрунту являє собою лінійно деформівне тіло, напруження в якому миттєво спричиняють його деформації;

ґрунт не має структурної міцності, тому зовнішній тиск у момент прикладання навантаження повністю передається на воду;

рух (фільтрація) води в порах ґрунту відбувається відповідно до закону ламінарної фільтрації (закону Дарсі).

Розглянемо розвиток осідання поверхні шару повністю насиченого водою глинистого ґрунту, що підстеляється водонепроникною та нестисливою скельною породою. Будемо вважати, що при ущільненні його суцільним рівномірно розподіленим навантаженням в умовах односторонньої фільтрації води

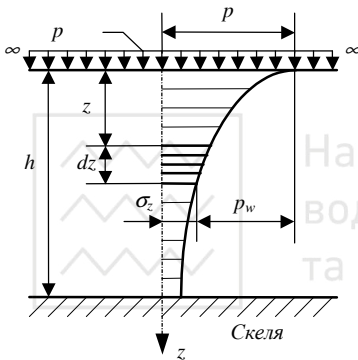


Рисунок 5.7 - Схема до визначення розвитку осідання шару ґрунту в часі при дії суцільного рівномірно розподіленого навантаження

(уверх) витиснення води з пор ґрунту визначається законом ламінарної фільтрації, а зміна коефіцієнта пористості - законом ущільнення. Також будемо вважати, що шар ґрунту вкритий фільтром, який відводить витиснену воду (рис. 5.7).

Відразу ж після прикладання навантаження в ґрунті на всіх глибинах виникає тиск p , що в початковий момент повністю передається на гравітаційну воду, яка міститься в порах ґрунту (порова вода). В подальшому, під дією зовнішнього тиску вода буде витіснятись вверх, причому одна частина тиску, що передається на воду (p_w), буде зменшуватись, а друга, що сприймається твердими частинками ґрунту (σ_z) - буде зростати, аж поки весь зовнішній тиск p не буде переданий на скелет ґрунту. Очевидно, що в будь-який момент часу t і на будь-якій глибині z від дренуючої поверхні в ґрунтовій масі буде виконуватись тотожність (див. 2.3.3)

$$\sigma_z + p_w = p. \quad (5.29)$$

Для елементарного шару dz на глибині z у ґрунтовій масі збільшення витрат води q (крізь одиницю площі поперечного перерізу $dx \times 1$) дорівнює зменшенню пористості ґрунту n_p (за проміжок часу ∂t), тобто

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{\partial n_p}{\partial t}. \quad (5.30)$$

Перетворимо ліву та праву частини рівняння (5.30). Для лівої частини, враховуючи напрямок руху порової води, згідно із законом ламінарної фільтрації (див. формулу (2.29)) можна записати



$$q = -k_f \frac{\partial H}{\partial z} \quad (5.31)$$

і, отже,

$$\frac{\partial q}{\partial z} = -k_f \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}, \quad (5.32)$$

де k_f - коефіцієнт фільтрації ґрунту; H - напір води.

Приймаючи до уваги, що напір води H дорівнює тиску у воді p_w , поділеному на її питому вагу γ_w (10 кН/м^3), і враховуючи вираз (5.29), будемо мати

$$H = \frac{p_w}{\gamma_w} = \frac{p - \sigma_z}{\gamma_w}, \quad (5.33)$$

звідки

$$\frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = -\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial z^2}, \quad (5.34)$$

або з урахуванням (5.32) отримаємо

$$\frac{\partial q}{\partial z} = \frac{k_f}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial z^2}. \quad (5.35)$$

Для правої частини рівняння (5.30), зважаючи на те, що пористість ґрунту $n_p = e/(1+e)$ (див. формулу (1.15)) і нехтуючи в знаменнику цього виразу зміною коефіцієнта пористості, взявши деяке його середнє значення e_m , матимемо

$$\frac{\partial n_p}{\partial t} \approx \frac{1}{1+e_m} \frac{\partial e}{\partial t}. \quad (5.36)$$

За законом ущільнення (див. 2.2.4)

$$\frac{\partial e}{\partial t} = -m_0 \frac{\partial \sigma_z}{\partial t}, \quad (5.37)$$

і, отже, для правої частини рівняння (5.30) будемо мати

$$\frac{\partial n_p}{\partial t} = -\frac{m_0}{1+e_m} \frac{\partial \sigma_z}{\partial t}, \quad (5.38)$$

де $m_0/(1+e_m) = m_v$ - коефіцієнт відносної стисливості ґрунту (див. формулу (2.11)).

Підставимо отримані з виразів (5.35) та (5.38) значення відповідно $\partial q/\partial z$ і $\partial n_p/\partial t$ у вихідне рівняння (5.30) та перенесемо постійні величини в його ліву частину. В результаті матимемо

$$\frac{k_f}{m_v \gamma_w} \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial z^2} = \frac{\partial \sigma_z}{\partial t}. \quad (5.39)$$

Постійний множник лівої частини виразу (5.39) називають **коефіцієнтом консолідації ґрунту** та позначають через c_v , тобто



$$c_v = \frac{k_f}{m_v \gamma_w}. \quad (5.40)$$

Ураховуючи (5.40), отримаємо

$$c_v \frac{\partial^2 \sigma_z}{\partial z^2} = \frac{\partial \sigma_z}{\partial t}. \quad (5.41)$$

Це є **диференціальне рівняння одновимірної задачі теорії фільтраційної консолідації** ґрунтової маси. Приймаючи до уваги (5.33), формулу (5.41) можна представити у вигляді

$$\frac{\partial H}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}. \quad (5.42)$$

Вираз (5.39) - однорідне лінійне диференціальне рівняння другого порядку в часткових похідних. Значення функції цього рівняння знаходять у вигляді ряду Фур'є для будь-якого відрізка часу з початку завантаження:

$$\sigma_z(t) = p \left[1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{4}{(2m+1)\pi} \sin \frac{\pi(2m+1)z}{2h} e^{-(2m+1)N} \right], \quad (5.43)$$

де m - позитивне ціле число натурального ряду; e - основа натуральних логарифмів;

$$N = \frac{\pi^2 c_v}{4h^2} t; \quad (5.44)$$

h - товщина шару; t - час від моменту завантаження.

Якщо відоме напруження σ_z у шарі dz через час t від моменту завантаження, то, використовуючи формулу (5.8), можна обчислити деформацію осідання цього шару:

$$ds = m_v \sigma_z dz.$$

Осідання шару ґрунту товщиною h за час t знайдемо, взявши інтеграл із цього виразу в межах від 0 до h :

$$s_t = m_v \int_0^h \sigma_z dz. \quad (5.45)$$

Після підстановки σ_z та інтегрування отримаємо

$$s_t = h m_v p \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right) \right]. \quad (5.46)$$

Задаваючи час t , за формулою (5.44) можна обчислити значення N і після підстановки їх у швидко збіжний ряд (5.46) отримати s_t .

Однак викладений шлях надто громіздкий. На практиці в більшості випадків застосовують зворотний хід розв'язання задачі. Для цього вводять поняття про **ступінь консолідації** u , що дорівнює відношенню осідання за деякий проміжок часу t із початку завантаження (нестабілізоване осідання) s_t до повного стабілізованого осідання (скінченного осідання) s :



$$u = s_t / s. \quad (5.47)$$

З урахуванням виразів (5.8) і (5.46) для нашої задачі будемо мати

$$u = \frac{s_t}{s} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \dots \right). \quad (5.48)$$

Таблиця 5.7 - Значення N для формули (5.48)

u	N для випадку			u	N для випадку		
	1	2	3		1	2	3
0,1	0,02	0,12	0,005	0,6	0,71	0,95	0,42
0,2	0,08	0,25	0,02	0,7	1,00	1,24	0,69
0,3	0,17	0,39	0,06	0,8	1,40	1,64	1,08
0,4	0,31	0,55	0,13	0,9	2,09	2,35	1,77
0,5	0,49	0,73	0,24	0,95	2,80	3,17	2,54

Величини u та N у цій формулі функціонально взаємопов'язані. Кожному значенню u відповідає певне значення N (табл. 5.7) для найбільш поширених випадків розподілу ущільнюючих тисків по глибині ґрунтового масиву (рис. 5.8):

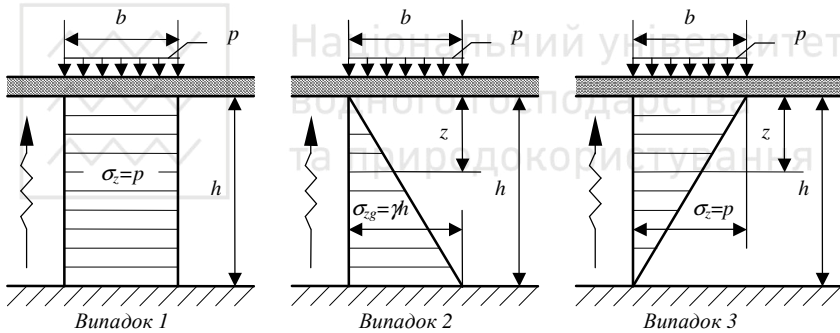


Рисунок 5.8 - Випадки розподілу ущільнюючих тисків по глибині для одновимірної задачі теорії фільтраційної консолідації (стрілками показані напрямки фільтрації води)

випадок 1 (рис. 5.8,а) - ущільнюючі тиски рівномірно розподілені по глибині, тобто епюра має вигляд прямокутника (основний випадок);

випадок 2 (рис. 5.8,б) - ущільнюючі тиски зростають пропорційно глибині, тобто епюра має вигляд прямокутного трикутника з вершиною зверху, що відповідає ущільненню відсипаного шару ґрунту під дією власної ваги;

випадок 3 (рис. 5.8,в) - ущільнюючі тиски зменшуються пропорційно глибині, тобто епюра має вигляд прямокутного трикутника з вершиною знизу, що відповідає

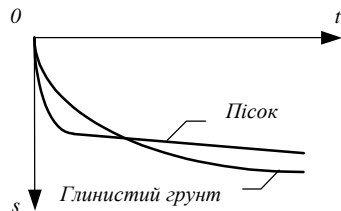


Рисунок 5.9 - Графіки осідання s у часі t зразків ґрунту



ущільненню від зовнішнього місцевого навантаження.

Задаючи різні значення ступеня консолідації u (зазвичай через 0,1) і приймаючи з табл. 5.7 відповідні значення N , із формул (5.47) і (5.44) знаходять часткове осідання s_i і час t , за який воно відбулось:

$$s_i = us, \quad (5.49)$$

$$t = \frac{4h^2}{\pi^2 c_v} N. \quad (5.50)$$

За цими даними будують графік залежності осідання від часу (рис. 5.9), який дозволяє прогнозувати осідання в будь-який момент.

6. ОСНОВИ ТЕОРІЇ ГРАНИЧНОГО НАПРУЖЕНОГО СТАНУ ГРУНТОВИХ МАСИВІВ

6.1. Поняття про граничні напружені стани. Рівняння рівноваги ґрунтів у граничному напруженому стані

Граничним напруженим станом масиву ґрунту називають стан, коли найменший додатковий силовий вплив або мінімальне зменшення міцності ґрунту може спричинити порушення існуючої рівноваги та втрату стійкості ґрунтового масиву. Порушення рівноваги може призвести до *випирання ґрунту з-під фундаментів будівель і споруд, сповзання ґрунтових масивів в укосах і схилах, істотного переміщення споруд, що огороджують масиви ґрунту* тощо (рис. 6.1).

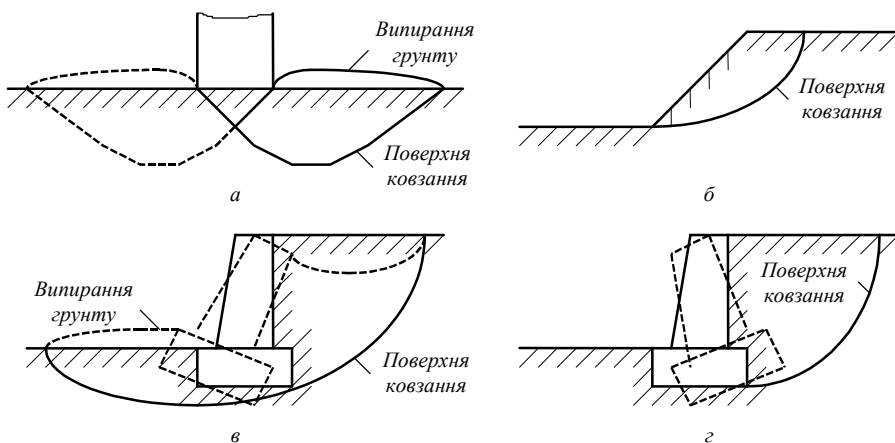


Рисунок 6.1 - Приклади порушення стійкості ґрунтових масивів:

а - випирання ґрунту з-під фундаменту будівлі або споруди; *б* - сповзання ґрунтового масиву в укосі; *в* - зсув підпірної споруди; *г* - поворот підпірної споруди



Граничний напружений стан слід вважати цілком недопустимим під час будівництва та експлуатації будівель і споруд, тому при розв'язанні практичних задач дуже важливо правильно визначити максимально можливе навантаження на масив ґрунту, при якому ще зберігається його рівновага та не втрачається стійкість.

У загальній теорії граничної рівноваги ґрунтів розглядають задачі стійкості масивів ґрунту в основах будівель і споруд, стійкості ґрунтових масивів в укосах і схилах, визначення тиску ґрунту на огорожуючі споруди (підпірні стіни, тунелі, трубопроводи тощо), а також опір ґрунту горизонтальному переміщенню різноманітних будівельних конструкцій і водогосподарських споруд (анкерів, огорожуючих споруд та ін.).

Розв'язання задач стійкості ґрунтових масивів в умовах граничної рівноваги, започатковане Ш.Кулоном більш ніж два сторіччя назад, отримало розвиток у дослідженнях В.Г.Березанцева, С.С.Голушкевича, М.І.Горбунова-Посадова, В.В.Соколовського, К.Терцагі та ін., які впровадили ефективні математично точні чисельні методи. Усі ці методи базуються на теорії міцності Кулона-Мора, відповідно до якої рівняння граничної рівноваги для сипких і зв'язних ґрунтів представлені при зсуві відповідно виразами (2.37) і (2.38) (див. 2.4.2), а у випадку складного напруженого стану - відповідно виразами (2.48) і (2.43) (див. 2.4.4). Зазначимо деякі з них.

Вище розглядали розрахункову модель середовища теорії граничної рівноваги для умов *плоскої задачі* (див. 4.2.2). При горизонтальній поверхні зв'язного ґрунту, що має об'ємну вагу γ , виразивши головні напруження σ_1 і σ_3 у формулі (4.7) через їхні компоненти σ_z і σ_y , що відповідають осям декартової системи координат (див. формулу (2.54)), модель набуде вигляду

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0; \quad \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma; \quad \left. \vphantom{\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}} \right\} \quad (6.1)$$

$$\frac{\left[(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2 \right]}{(\sigma_z + \sigma_y + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)^2} = \sin^2 \varphi. \quad (6.2)$$

Розв'язання системи диференціальних рівнянь рівноваги (6.1) сумісно з рівнянням граничної рівноваги (6.2) із застосуванням чисельного інтегрування було отримано проф. В.В.Соколовським (1942 р.).

Для умов *просторової задачі*, прийнявши однаковими між собою найменші головні напруження, тобто $\sigma_2 = \sigma_3$, В.Г.Березанцев отримав розв'язання (1952 р.) системи диференціальних рівнянь рівноваги сумісно з рівнянням граничної рівноваги для осесиметричного завантаження ґрунтових основ.



6.2. Стійкість масивів ґрунту в основах будівель і споруд.

Критичні тиски на ґрунт основи

У 4.1.1 було розглянуто фізико-механічні явища, що виникають у ґрунтах основ при дії на них місцевого навантаження. При цьому, коли тиск на ґрунт більший структурної міцності, встановлено два критичних параметри (див. рис. 4.1): тиск, що відповідає **фазі ущільнення та початку виникнення в ґрунті зон місцевих руйнувань-зсувів** (або так званих зон локальних пластичних деформацій), і тиск, при якому **під усією завантаженою поверхнею формуються суцільні області граничної рівноваги** (суцільні поверхні ковзання), ґрунтовий масив приходить у нестійкий стан і повністю **вичерпується його несуча здатність**. Перший тиск називають **першим критичним**, другий - **другим критичним** (граничним) тиском у даних умовах навантаження.

Визначення першого критичного тиску $p_{cr,1}$ розглянемо для випадку дії на ґрунт основи рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю p по

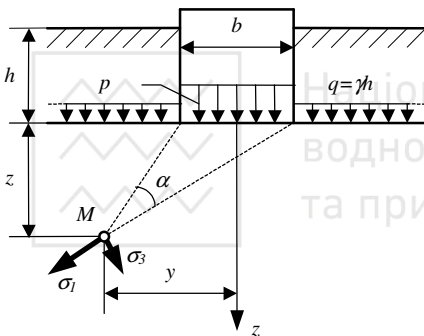


Рисунок 6.2 - Схема до визначення першого критичного тиску на ґрунт основи

розташованій на глибині h смузі шириною b (плоска задача). Обмежуючу напівпростір розрахункову площину розмістимо на глибині h , і, уважаючи дійсну обмежуючу площину горизонтальною, вагу ґрунту шару товщиною h замінимо (на розрахунковій обмежуючій площині) додатковим вертикальним рівномірно розподіленим боковим привантаженням інтенсивністю $q = \gamma h$, де γ - об'ємна вага ґрунту. Така розрахункова схема (рис. 6.2) може моделювати навантажений стрічковий фундамент,

підпірну стіну, дамбу, греблю та ін. з глибиною закладання $d=h$.

Вертикальне нормальне стискаюче напруження від власної ваги ґрунту (природний тиск) у довільній точці M буде

$$\sigma_{lg} = \gamma(h + z), \quad (6.3)$$

де z - глибина розміщення точки M нижче площини прикладання навантаження.

Прийнявши додаткове припущення про гідростатичний розподіл тисків від власної ваги ґрунту, отримаємо горизонтальне нормальне напруження $\sigma_y = \sigma_z$. Ці ж напруження будуть і головними напруженнями в точці M від власної ваги ґрунту по всіх напрямках, тобто

$$\sigma_{lg} = \sigma_{3g} = \gamma(h + z). \quad (6.4)$$

За прийнятих припущень задача вперше була розв'язана проф. М.П.Пузиревським (1929 р.).



Відповідно до формули (2.43) умову граничної рівноваги запишемо у вигляді виразу

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2 \sin \varphi \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi \right). \quad (6.5)$$

Для довільної точки M (рис. 6.2), розміщеної на глибині z під кутом видимості α за формулами (4.39) знайдемо головні напруження з урахуванням дії власної ваги ґрунту як суцільного навантаження:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p - \gamma l}{\pi} (\alpha + \sin \alpha) + \gamma(h + z); \\ \sigma_3 &= \frac{p - \gamma l}{\pi} (\alpha - \sin \alpha) + \gamma(h + z). \end{aligned} \right\} \quad (6.6)$$

Підставивши значення σ_1 і σ_3 в умову граничної рівноваги (6.5), будемо мати

$$\frac{p - \gamma h}{\pi} \sin \alpha - \sin \varphi \left(\frac{p - \gamma h}{\pi} \alpha + \gamma h + \gamma z \right) = c \cdot \cos \varphi. \quad (6.7)$$

Оскільки отриманий вираз задовольняє умовам граничної рівноваги (6.5), його можна розглядати як **рівняння області граничної рівноваги**, а величину z - як ординату цієї області.

Розв'язавши рівняння (6.7) відносно z , отримаємо

$$z = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - \alpha \right) - \frac{c}{\gamma} \operatorname{ctg} \varphi - h. \quad (6.8)$$

Знайдемо $z_{\max}$, продиференціювавши вираз (6.8) по $d\alpha$ і прирівнявши результат до нуля:

$$\frac{dz}{d\alpha} = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\frac{\cos \alpha}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0. \quad (6.9)$$

Це рівняння задовольняється при $\cos \alpha = \sin \varphi$. Відповідно до тригонометричних формул приведення $\cos \alpha = \sin(\pi/2 - \alpha)$. Отже, $\varphi = \pi/2 - \alpha$, звідки $\alpha = \pi/2 - \varphi$.

Після підстановки одержаного значення α у вираз (6.8) і розв'язання останнього відносно p , отримаємо **критичний тиск** p_{cr} , при якому на заданій максимальній глибині $z_{\max}$ виникає граничний напружений стан

$$p_{cr} = \frac{\pi}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} (\gamma z_{\max} + \gamma h + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) + \gamma h. \quad (6.10)$$

Якщо не допускати ні в одній точці ґрунтового напівпростору розвитку зон граничної рівноваги під подошвою завантаженої поверхні, то слід покласти в рівняння (6.10) $z_{\max} = 0$. Ураховуючи цю умову, вираз для визначення **першого критичного тиску** набуде вигляду

$$p_{cr,1} = \frac{\pi (\gamma h + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi/2} + \gamma h. \quad (6.11)$$

Ця формула відома в механіці ґрунтів як формула М.П.Пузиревського. Визначений за її допомогою тиск можна розглядати як **цілком безпечний** для ґрунтових основ будівель і споруд без застосування будь-яких додаткових коефіцієнтів запасу.

Вимога відсутності зон граничної рівноваги в основі занадто жорстка при призначенні тисків на ґрунт на рівні підшви завантаженої площадки.

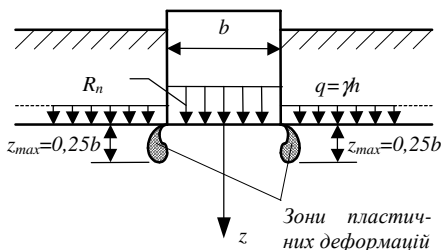


Рисунок 6.3 - Схема до визначення нормативного тиску на ґрунт основи

Великий практичний досвід свідчить про можливість припущення в ґрунті основи під краями завантаженої площадки розвитку невеликих зон пластичних деформацій (зон місцевих зсувів). Глибину розповсюдження таких зон обмежують значенням $z_{max}=0,25b$ (рис. 6.3). За вказаних умов із формули (6.10) неважко отримати вираз для визначення умовного критичного тиску, який

може характеризувати **нормативний опір** ґрунту основи (див. рис. 4.1):

$$R_n = \frac{\pi}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2} (0,25\gamma b + \gamma h + c \cdot ctg\varphi) + \gamma h. \quad (6.12)$$

Для зручності обчислень формулі (6.12) надають вигляду

$$R_n = M_\gamma \gamma b + M_q \gamma h + M_c c, \quad (6.13)$$

де $M_\gamma = \frac{0,25\pi}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2}$; $M_q = \frac{\pi}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2} + 1$; $M_c = \frac{\pi ctg\varphi}{ctg\varphi + \varphi - \pi/2}$ - безрозмірні коефіцієнти

несучої здатності, які залежать від значення кута внутрішнього тертя ґрунту та можуть бути визначені за допомогою табл. 6.1.

Таблиця 6.1 - Значення коефіцієнтів M_γ , M_q і M_c

φ	Коефіцієнти			φ	Коефіцієнти		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Зважаючи на те, що при малостисливих ґрунтах (особливо пісках, крім пілуватих і дрібних, та глинистих ґрунтах твердої, напівтвердої й тугопластичної консистенції) та жорстких конструктивних схемах будівель і споруд

під краями фундаментів допустимий розвиток зон пластичних деформацій на більшу глибину, ніж $z=0,25b$, будівельні норми рекомендують в обчисленнях використовувати **розрахунковий опір** ґрунту основи R , який визначають за формулою (6.13) з уведенням у неї коефіцієнтів умов роботи та надійності (див. 8.3.1).

Обчислення другого критичного тиску $p_{cr,2}$ розглядають також для випадку дії на ґрунт основи навантаження, рівномірно розподіленого по заглибленій смузі (див. рис. 6.2). Цю задачу розв'язують із використанням диференціальних рівнянь рівноваги (6.1) і рівняння граничної рівноваги (6.2).

Сумісне розв'язання рівнянь (6.1) і (6.2) дозволяє знайти математично точні окреслення суцільних поверхонь ковзання, що утворюються при втраті ґрунтовою основою несучої здатності. Використовуючи ці рівняння, можна визначити другий критичний тиск, що відповідає максимальному тиску, який ґрунт основи може витримати, ще повністю не зруйнувавшись, тобто, **не втративши несучої здатності**.

Уперше ця задача для **невагомого ґрунту** (для якого $\gamma=0$) була розв'язана Л.Прандтлем і Г.Рейснером (1920...1921 рр.). Для другого критичного тиску на ґрунт основи, у якого $\varphi \neq 0$ і $c \neq 0$, отримано такий вираз:

$$p_{cr,2} = (q + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi, \quad (6.14)$$

де $q = \gamma h$ - бокове привантаження, h - глибина розташування навантаженої смуги.

Для розглянутого випадку отримано таку сітку поверхонь ковзання (рис. 6.4,а), виходячи з того, що останні відхилені від напрямку найбільших головних напружень на кут $\pm(45^\circ - \varphi/2)$ (див. рис. 2.17). Безпосередньо під подошвою навантаженої смуги поверхні ковзання представлені двома сімействами відрізків паралельних прямих, що нахилені до горизонталі під кутом $\pm(\pi/4 + \varphi/2)$ і утворюють у зоні OAB вертикальні ромби. В зоні OCB один ряд поверхонь ковзання утворює пучок прямих ліній, що розходяться з точки O та являють собою радіуси-вектори другого ряду - спряжених із цими лініями відрізків логарифмічних спіралей. Нарешті, в зоні ODC поверхні ковзання являють собою два сімейства відрізків паралельних прямих, які нахилені до горизонталі під кутом $\pm(\pi/4 - \varphi/2)$ і утворюють горизонтальні ромби, тому що в цій зоні найбільші головні напруження мають горизонтальний напрямок.

У розрахунках стійкості основ використовують також наближене розв'язання плоскої та осесиметричної просторової задач граничної рівноваги ґрунтових масивів для умов вагомого ґрунту (для якого $\gamma \neq 0$), що отримане проф. В.Г.Березанцевим. Він вважав, що під подошвою завантаженої площадки (штампа або фундаменту) до моменту втрати ґрунтовим масивом стійкості в основі утворюється жорстке ядро клиноподібної форми з ущільненого ґрунту, яке, переміщаючись разом із площадкою, спричиняє розпирання навколишнього ґрунту, залишаючись у процесі руйнування практично незмінним (тобто в ядрі площадки ковзання відсутні). Виникнення клину ущільненого ґрунту

спостерігали під жорстким штампом при випробуванні ґрунтів на лабораторних моделях основ зростаючим навантаженням.

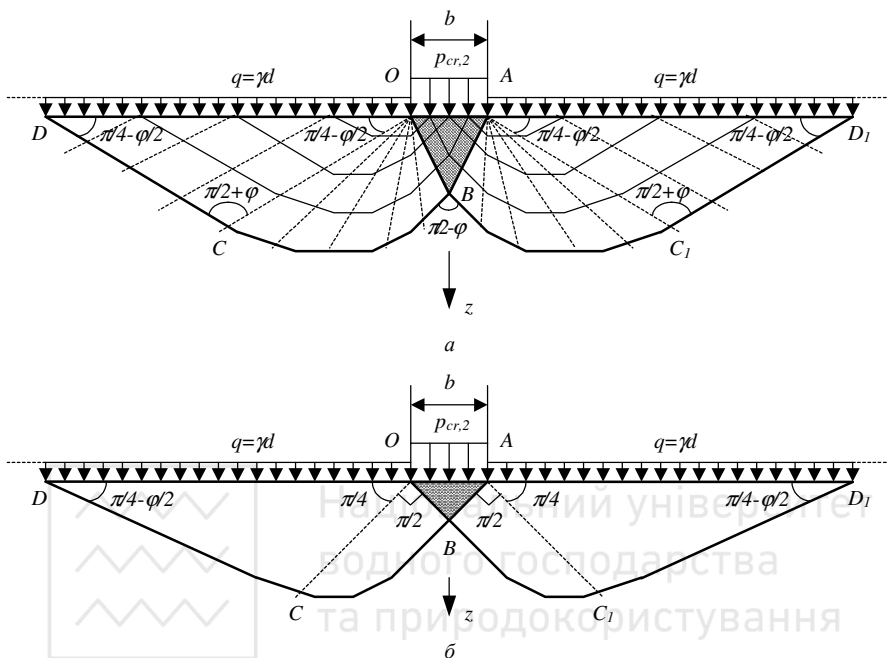


Рисунок 6.4 - Окреслення поверхонь ковзання в ґрунтовому напівпросторі в момент втрати основою, складеною невагомим ґрунтом, несучої здатності:

a - математично точне рішення плоскої задачі за Л.Прандтлем і Г.Рейснером; *б* - наближене рішення плоскої та вісесиметричної просторової задач за В.Г.Березанцевим

В.Г.Березанцев прийняв окреслення ґрунтового клину у вигляді рівнобедреного трикутника для випадку плоскої задачі та конуса для осесиметричної просторової задачі із прямим кутом у вершини (рис. 6.4,б). Використавши наближені окреслення поверхонь ковзання та розглянувши умови граничної рівноваги ґрунту, ним отримана формула для визначення другого критичного тиску на основу такого вигляду:

$$p_{cr,2} = N_\gamma \gamma (b/2) + N_q \gamma d + N_c c, \quad (6.15)$$

де N_γ , N_q і N_c - безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, які залежать від значення кута внутрішнього тертя ґрунту та можуть бути визначені за допомогою табл. 6.2; b - ширина навантаженої смуги (для місцевого навантаження, розподіленого по колу - радіус r навантаженої площадки; для місцевого навантаження, розподіленого по квадрату - половина довжини сторони навантаженої площадки); d - глибина розташування навантаженої площадки.

Як бачимо, співвідношення (6.15) подібне до виразу (6.12), тобто формули для визначення першого та другого критичних тисків відрізняються лише значеннями сталих коефіцієнтів. Така структура запису рівнянь вперше за-



пропонована проф. К.Терцагі (1943 р.) і до теперішнього часу є канонічною. До неї зазвичай приводять будь-які розв'язання, що отримані для критичних тисків на ґрунт основи при інших граничних умовах та інших видах навантажень.

Таблиця 6.2 - Значення коефіцієнтів несучої здатності N_γ , N_q і N_c з урахуванням власної ваги ґрунту та наявності ущільненого ґрунтового ядра

φ	При навантаженні, рівномірно розподіленому по смузі			При місцевому навантаженні, рівномірно розподіленому по колу або квадрату		
	N_γ	N_q	N_c	N_γ	N_q	N_c
16	1,7	4,4	11,7	4,1	4,5	12,8
18	2,3	5,3	13,2	5,7	6,5	16,8
20	3,0	6,5	15,1	7,3	8,5	20,9
22	3,8	8,0	17,2	9,9	10,8	24,6
24	4,9	9,8	19,8	14,0	14,1	29,9
26	6,8	12,3	23,2	18,9	18,6	36,4
28	8,0	15,0	25,8	25,3	24,8	45,0
30	10,8	19,3	31,5	34,6	32,8	55,4
32	14,3	24,7	38,0	48,8	45,5	71,5
34	19,8	32,6	47,0	69,2	64,0	93,6
36	26,2	41,5	55,7	97,2	87,6	120,0
38	37,4	54,8	70,0	142,5	127,0	161,0
40	50,1	72,0	84,7	216,0	185,0	219,0
42	77,3	98,7	108,8	317,0	270,0	300,0
44	110,3	137,2	141,2	---	---	---
46	159,6	195,0	187,5	---	---	---

Варто відмітити виконані В.Г.Березанцевим експериментальні дослідження деформування однорідних ґрунтових основ, складених пісками середньої щільності та щільними. Згідно з отриманими результатами характер руйнування основи, а отже, і її несуча здатність при всіх інших однакових умовах (при однакових формі й розмірах підосви навантаженої площадки-фундаменту, однакових величинах вертикальних центрально прикладених навантажень та ін.) істотно залежать від глибини розташування завантаженої площадки (глибини закладання фундаменту), а, точніше, від відносної глибини, що визначається відношенням глибини закладання d підосви до її ширини b . У зв'язку з цим автор дослідів виділяє чотири характерні випадки руйнування основи, коли: 1) $d < 0,5b$; 2) $d = (0,5 \dots 2)b$; 3) $2b < d \leq 4b$; 4) $d > 4b$ (рис. 6.5).

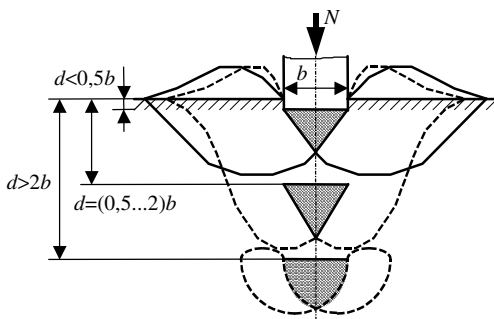


Рисунок 6.5 - Обгинаючі поверхні ковзання при повному руйнуванні ґрунтової основи залежно від глибини закладання фундаменту

У першому випадку - під фундамент, що розташований на поверхні ґрунту або має незначне заглиблення ($d < 0,5b$) - повне руйнування основи від-

бувається у вигляді випирання ґрунту на поверхню. Він зсувається вздовж поверхонь ковзання. Кут нахилу обгинаючих поверхонь ковзання до горизонталі в місцях виходу на денну поверхню ґрунту складає $45^0 - \varphi/2$.

Для фундаменту більшого заглиблення ($d=(0,5...2)b$) також спостерігається випирання ґрунту на денну поверхню, однак це випирання значно менше. Криві поверхні ковзання мають S-подібне окреслення. Кут нахилу обгинаючих поверхонь ковзання до горизонталі на більшій їхній частині після повертання вверх значно більший, ніж $45^0 - \varphi/2$, і наближається до цієї величини лише в місцях виходу на денну поверхню ґрунту.

У третьому випадку ($2b < d \leq 4b$) основа руйнується без випирання ґрунту: поверхні ковзання не розповсюджуються вище площини підшови фундаменту. Зони граничних зсувів, що виникають при цьому, ущільнюють ґрунт, розміщений біля бокових граней фундаменту, збільшуючи його несучу здатність.

При дуже великому заглибленні фундаменту ($d > 4b$) характер руйнування основи такий самий, як і в третьому випадку. Зони зсувів тут незначні, і ґрунт, що зсувається, здатний викликати ущільнення лише в зоні, що розташована нижче підшови фундаменту. Несуча здатність такого фундаменту значно більша, ніж у попередніх випадках, тому що потужний шар ґрунту, розташованого вище площини підшови фундаменту створює додатковий опір за рахунок тертя ґрунту по боковій поверхні фундаменту.

Формула (6.15) для визначення другого критичного тиску на основу найбільш достовірні результати дає для вертикально навантажених без ексцентриситета малозаглиблених фундаментів ($d \leq 0,5b$), зведених на складеній природними дисперсними ґрунтами однорідній основі. Однак існують наближені розв'язання і для інших випадків (наприклад, для похилого центрально прикладеного до фундаменту навантаження, для похилого або вертикального навантажень, прикладених з ексцентриситетом та ін.), які можна знайти в спеціальній літературі. Слід зауважити, що деякі з відомих аналітичних методів розрахунку дають розв'язання з певним запасом по відношенню до значень граничних тисків, отриманих дослідним шляхом, а окремі - приводять до занижених величин. Це свідчить про необхідність подальшого розвитку теоретичних досліджень стійкості основ.

Відповідно до чинних будівельних норм при практичних розрахунках несучої здатності основ натомість граничного тиску $p_{cr,2}$ застосовують **вертикальну складову сили граничного опору** N_u **основи** і визначають її з певними обмеженнями за формулою (8.49) для основ, складених природними скельними ґрунтами (див. 8.4.4), і за формулами (8.26) і (8.46) - для основ, складених природними дисперсними ґрунтами, залежно від стану ґрунту основи за ступенями вологості та ущільненості (див. 8.4.2 і 8.4.3).



6.3.1. Причини порушення та методи розв’язання задач стійкості масивів ґрунту в укосах і схилах. Укоси земляних споруд (насипів, дамб, гребель тощо), каналів, котлованів і траншей, схили долин, берега річок, водосховищ і морів нерідко піддаються деформуванню у вигляді обвалень, обсипань, сповзань, опливань та ін. (рис. 6.6). Задача стійкості масивів ґрунту в укосах і схилах є окремою задачею загальної теорії граничного напруженого стану ґрунтових масивів, оскільки має дуже суттєві особливості, що зумовлені специфікою руху ґрунтових мас при порушенні їхньої стійкості.

Головними причинами порушення стійкості ґрунтових масивів в укосах і схилах можуть бути ерозійні процеси та порушення рівноваги. **Процеси ерозії** протікають, як правило, дуже повільно, непомітно; залежать вони від зовнішніх метеорологічних і фізико-геологічних умов, а також від властивостей поверхні масиву ґрунту; в механіці ґрунтів цей вид порушень не розглядають. **Порушення рівноваги** ґрунтових масивів зустрічається найбільш часто та відбувається як при збільшенні діючих на масив навантажень, так і при зменшенні внутрішніх опорів ґрунтів. **Збільшення навантажень** може мати місце при зведенні будівель та споруд на укосах і схилах при тиску на них, що перевищує критичне значення; при збільшенні ваги шарів ґрунту при насиченні їх водою в умовах тривалих дощів і повеней, а також унаслідок “підвішування” капілярної вологи при пониженні рівня ґрунтових вод тощо. **Зменшення опорів** відбувається при руйнуванні природних підпорів масивів ґрунту; при зменшенні ефективного тертя (при наявності порового тиску) і сил зчеплення (при зволоженні й набряканні ґрунтів) тощо.

Розв’язання задач стійкості ґрунтових масивів в укосах і схилах може бути виконано наближеними аналітичним і графоаналітичним методами та математично точним чисельним методом за теорією граничної рівноваги.

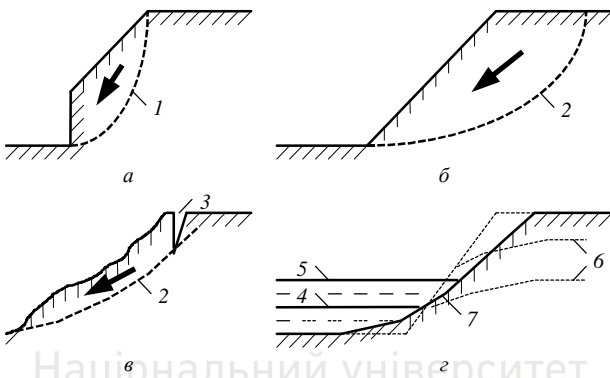


Рисунок 6.6 - Характерні види деформацій укосів і схилів:

a - обвалення; *б* - зсув; *в* - сповзання; *г* - опливання; 1 - площина обвалення; 2 - площина ковзання; 3 - тріщина розтягу; 4 і 5 - відповідно початковий і усталений рівні води; 6 - криві дипресії (зміни рівня ґрунтових вод); 7 - поверхня опливання

6.3.2. Аналітичний метод розв'язання задач стійкості укосу. Розглянемо стійкість *вільного укосу ідеально сипкого ґрунту* довжиною 1 пог. м, на якому лежить тверда частинка M (рис. 6.7,а). Розкладемо вагу цієї частинки Q на дві складові: N , нормальну до лінії укосу AB , і T , дотичну до неї. Сила T намагається зсунути частинку до підніжжя укосу, але їй протидіє сила тертя T' , пропорційна нормальному тиску, тобто $T' = fN$, де f - коефіцієнт тертя.

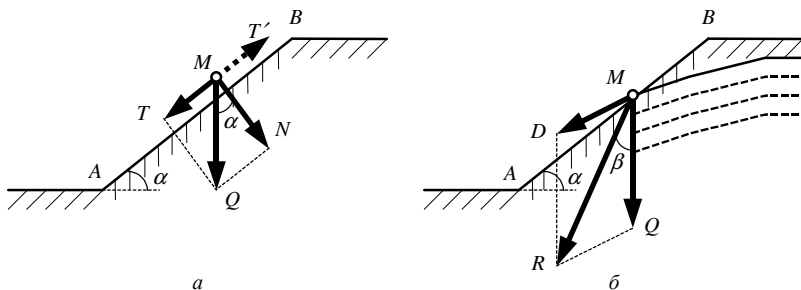


Рисунок 6.7 - Схеми до розрахунку стійкості укосу ідеально сипкого ґрунту: а - сухого; б - який фільтрує воду

Проектуючи всі сили на похилу грань укосу в умовах граничної рівноваги, будемо мати

$$T - T' = Q \sin \alpha_{\max} - fQ \cos \alpha_{\max} = 0, \quad (6.16)$$

звідки $\operatorname{tg} \alpha_{\max} = f$, а оскільки коефіцієнт тертя $f = \operatorname{tg} \varphi$, то остаточно одержимо

$$\operatorname{tg} \alpha_{\max} = \operatorname{tg} \varphi \quad \text{або} \quad \alpha_{\max} = \varphi. \quad (6.17)$$

Таким чином, *граничний кут укосу ідеально сипкого ґрунту дорівнює куту його внутрішнього тертя*. Цей кут має назву *кута природного укосу*.

Поняття про кут природного укосу відноситься лише до сухих сипких ґрунтів, а для зв'язних глинистих ґрунтів воно втрачає сенс, оскільки в останніх цей кут може змінюватись від 0 до 90° залежно від фізико-механічних характеристик ґрунту, висоти укосу та ін.

Для забезпечення стійкості укосу сила T' , що утримує частинку M , має бути не меншою зсувних сил T . Уведемо поняття *коефіцієнта надійності* γ_n , тоді стійкий кут укосу можна знайти з умови

$$\gamma_n \leq \frac{T'}{T} = \frac{Q \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi}{Q \sin \alpha} \quad \text{або} \quad \gamma_n \operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg} \varphi. \quad (6.18)$$

На практиці для схильних до зсуву укосу коефіцієнт надійності приймають згідно з чинними будівельними нормами з проектування окремих видів споруд залежно від ступеня їхньої відповідальності ($\gamma_n = 1, 1.1 \dots 1.25$; див. 7.7) або завданням на проектування. При цьому розрахунковий кут внутрішнього тертя φ визначають з урахуванням неоднорідності ґрунту.

Урахування *гідродинамічного тиску* ґрунтової води виконують шляхом розрахунку фільтраційного потоку, що виходить крізь поверхню укосу. Ви-

значають поверхню депресійної кривої та положення дотичної до неї у точці виходу води. За напрямком дотичної відкладають силу гідродинамічного тиску D (рис. 6.7,б). Інтенсивність гідродинамічного тиску на одиницю поперечного перерізу пористого тіла обчислюють за відомим із гідравліки виразом

$$D = \gamma_w n_p J,$$

де γ_w - питома вага води ($\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$); n_p - пористість ґрунту; J - гідравлічний градієнт напору.

У точці виходу води крізь поверхню укосу діють сили D і Q (рис. 6.7,б), які приводять до рівнодіючої R . Сила R відхилена від вертикалі на кут β . У такому випадку стійкий кут укосу знаходять з умови

$$\gamma_n \operatorname{tg} \alpha \leq \operatorname{tg}(\varphi_1 - \beta). \quad (6.19)$$

Глинисті ґрунти часто мають дуже малий кут внутрішнього тертя, який можна не враховувати при наближеному розв'язанні практичних задач, і значне зчеплення, завдяки якому такі ґрунти здатні утримувати вертикальний укіс. У будівельній практиці бувають випадки, коли важливо знати, на яку глибину можна вести розроблення ґрунту з вертикальним укосом (при відкопуванні котлованів, траншей та ін.).

Розглянемо стійкість **вертикального укосу ідеально зв'язного ґрунту** ($\varphi=0$, $c \neq 0$) довжиною 1 пог. м. Будемо вважати, що порушення рівноваги для деякої граничної висоти h відбудеться вздовж плоскої поверхні ковзання AC , нахиленої під кутом α до горизонту (рис. 6.8). Складемо рівняння рівноваги всіх сил, що діють на найбільш імовірну до обвалення ґрунтову призму ABC . Діючою силою тут буде власна вага Q призми. Зважаючи на те, що $BC=h \operatorname{ctg} \alpha$ (відповідно до рис. 6.8), отримаємо

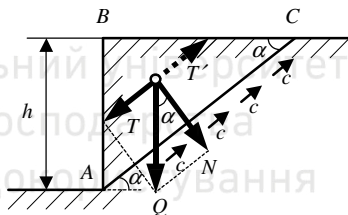


Рисунок 6.8 - Схема до розрахунку стійкості укосів ідеально зв'язного ґрунту

$$Q = \left(\frac{h^2}{2} \right) \operatorname{ctg} \alpha. \quad (6.20)$$

Силу Q розкладемо на нормальну N і дотичну T до поверхні ковзання AC складові. Опір ковзанню чинять лише сили зчеплення c , розподілені по площині ковзання $AC=h/\sin \alpha$.

Оскільки у верхній точці C призми ABC тиск дорівнюватиме нулю, а в нижній A - буде максимальним, то в середньому врахуємо лише половину сил зчеплення.

Запишемо рівняння рівноваги, склавши суму проєкцій усіх сил на напрямки AC і прирівнявши її до нуля:

$$T - T' = \frac{h^2}{2} \operatorname{ctg} \alpha \sin \alpha - \frac{c}{2} \frac{h}{\sin \alpha} = 0, \quad (6.21)$$

звідки

$$c = \left(\frac{h}{2} \right) \sin 2\alpha. \quad (6.22)$$

$$h=h_{q_0}.$$

$$h_{90} = 2c/\gamma.$$

призми ABC .

укося у зв'язних ґрунтах (6.22) також може бути записаною у вигляді

$$\gamma_n \leq \frac{T'}{T} = \frac{2c}{\mathcal{H} \sin 2\alpha}.$$

клад, формула (6.23) набуває вигляду $h_{90}=2c_1/\gamma\gamma_n$.

ничної рівноваги.

вантаження на верхню горизонтальну поверхню масиву ґрунту.

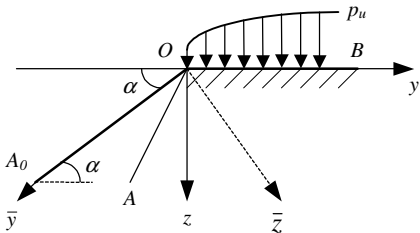


Рисунок 6.9 - Схема до визначення граничного тиску на поверхню плоского укосу

Наведемо результати розв'язання першої задачі, отриманої на базі чисельного інтегрування диференціальних рівнянь граничної рівноваги однорідних ґрунтів при різних кутах внутрішнього тертя φ і різних кутах нахилу плоского укосу до горизонту α (рис. 6.9).

Граничний тиск p_u на верхній



горизонтальній поверхні укосу та відповідну координату у визначають так:

$$\begin{aligned} p_u &= \bar{p}_z c + p_e; \\ y &= \bar{y}(c/\gamma), \end{aligned} \quad (6.25)$$

де $\bar{p}_z$ - значення безрозмірного граничного тиску (табл. 6.3); $p_e = c \cdot \text{ctg} \varphi$ - тиск зв'язності; $\bar{y}$ - відносна координата (табл. 6.3).

Таблиця 6.3 - Безрозмірна величини $\bar{p}_z$ для визначення граничного тиску на верхню горизонтальну поверхню укосу

$\bar{y}$	Значення $\bar{p}_z$ при φ , град											
	10		20			30			40			
	при α , град											
	0	10	0	10	20	10	20	30	10	20	30	40
0	8,34	7,51	14,8	12,7	10,9	24,3	19,6	15,7	55,9	41,4	30,6	22,5
1	9,64	8,26	17,9	16,6	13,1	39,8	28,8	20,3	126	81,1	50,9	31,0
2	10,8	8,95	20,6	19,9	15,0	52,9	36,7	24,2	186	115	68,4	38,1
3	11,8	9,59	23,1	23,0	16,7	65,1	44,1	27,8	243	148	84,9	44,4
4	12,8	10,2	25,4	25,8	18,3	76,8	51,2	31,1	299	179	101	50,4
5	13,7	10,8	27,7	28,7	19,9	88,3	58,1	34,3	354	211	117	56,2
6	14,5	11,3	29,8	31,4	21,4	99,6	65,0	37,4	409	241	132	61,7

Користуючись даними табл. 6.3, без труднощів обчислюють ординати епюри граничних тисків на горизонтальну поверхню плоского укосу при будь-яких значеннях α , φ , c і γ .

Розв'язок задачі другого типу також отриманий у результаті чисельного розв'язання диференціальних рівнянь граничної рівноваги ґрунту для випадку, коли на верхній горизонтальній поверхні укосу діє рівномірно розподілене навантаження, яке визначається виразом

$$p_0 = 2c \cdot \cos \varphi / (1 - \sin \varphi). \quad (6.26) \quad -\bar{y} \quad 36 \quad 32 \quad 28 \quad 24 \quad 20 \quad 16 \quad 12 \quad 8 \quad 4 \quad 0$$

Окреслення рівностійких укосів у безрозмірних координатах $\bar{z}$ і $\bar{y}$ показані на рис. 6.10.

Для знаходження дійсного окреслення рівностійких укосів визначають координати z і y :

$$z = \bar{z}(c/\gamma), \quad y = \bar{y}(c/\gamma). \quad (6.27)$$

Окреслення рівностійкого укосу будують, починаючи з його верхньої кромки. Якщо розглядати навантаження p_0 як тиск шару ґрунту у вертикальному укосі, то, прийнявши $p_0 = \gamma h$, із виразу (6.26) можна отримати

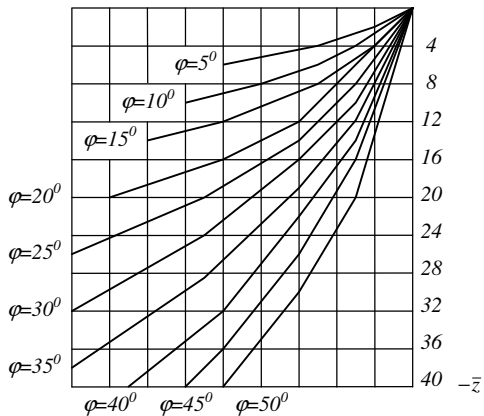


Рисунок 6.10 - Окреслення рівностійких укосів у безрозмірних координатах



$$h = 2c \cdot \cos \varphi / [(1 - \sin \varphi) \gamma].$$

(6.28)

Для ідеально зв'язного ґрунту (при $\varphi=0$) вираз (6.28) перетворюється в (6.23), тобто розв'язання чисельним методом підтверджує співвідношення, отримане аналітичним шляхом.

6.3.4. Розрахунок стійкості укосу графоаналітичним методом. Одним із найбільш поширених графоаналітичних методів є метод круглоциліндричних поверхонь ковзання. Цей метод широко застосовують у практиці проектування різноманітних земляних споруд. Він базується на припущенні, що

обвалення укосу або сповзання схилу відбувається по поверхні ковзання, окреслення якої близьке до **круглоциліндричної**. Причому для будь-якого укосу або схилу існує лише одна найбільш небезпечна поверхня ковзання, положення якої визначають розрахунком. Метод достатньо точний і універсальний: він дозволяє враховувати неоднорідність основи, вплив фільтраційних сил, дію сейсмічних навантажень, нестабілізований стан ґрунтів та ін. Він перевірений

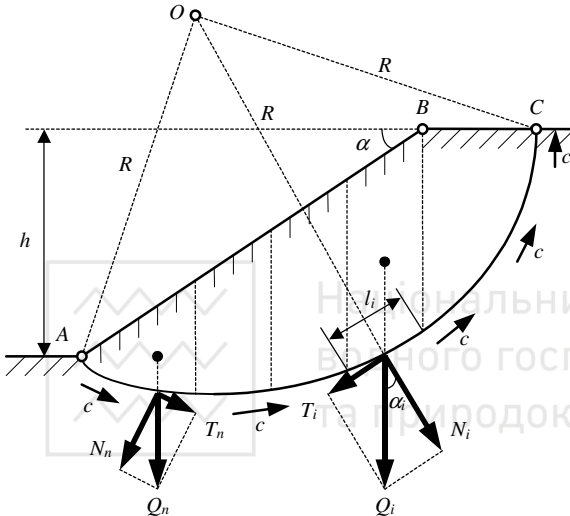


Рисунок 6.11 - Схема до розрахунку стійкості укосу методом круглоциліндричних поверхонь ковзання

практикою та забезпечує достатню надійність отримуваних результатів. Разом із тим, цей метод вважають наближеним, оскільки форму та положення поверхні ковзання призначають довільно й заздалегідь.

Суть методу полягає в наступному. Довільно задаються центром обертання O укосу AB (рис. 6.11). Проводять слід круглоциліндричної поверхні ковзання радіусом R через точку A . Призму обвалення ABC ділять вертикальними площинами на n відсіків. Підсумовують вагу кожного відсіку з його зовнішнім навантаженням і переносять рівнодіючу на дугу ковзання. Цю силу Q_i для кожного відсіку розкладають на дві складові: N_i , що діє нормально до заданої поверхні ковзання, та T_i , дотичну до цієї поверхні. Крім того, враховують зчеплення ґрунту по всій поверхні ковзання. Сили взаємодії між сусідніми відсіками в загальній розрахунковій схемі не розглядають, оскільки вважають, що вони врівноважуються між собою. Коефіцієнт надійності визначають як відношення моментів утримуючих і зсувних сил відносно точки O :



$$\gamma_n = \frac{M_{sr}}{M_{sa}} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i f_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i + \sum_{i=1}^{n-j} T_{sr,i}}{\sum_{i=1}^j T_{sa,i}}, \quad (6.29)$$

де $f_i = \operatorname{tg} \varphi$, c_i - відповідно коефіцієнт внутрішнього тертя та питоме зчеплення ґрунту в межах відрізка дуги поверхні ковзання i -ї ділянки призми обвалення; l_i - довжина відрізка дуги поверхні ковзання i -ї ділянки; $T_{sr,i}$ і $T_{sa,i}$ - дотичні складові сили, що спрямовані відповідно проти руху (утримуючі сили) та за рухом (зсувні сили) призми обвалення в межах відрізка дуги поверхні ковзання i -ї ділянки; j - кількість відсіків, що призводять до зсувних сил $T_{sa,i}$.

Складові сили N_i , $T_{sr,i}$ і $T_{sa,i}$ визначають графічно або розраховують за величиною кутів α_i :

$$N_i = Q_i \cos \alpha_i; \quad T_{sr,i} = T_{sa,i} = Q_i \sin \alpha_i. \quad (6.30)$$

Якщо задатись системою центрів обертання O укусу AB , то через точку A можна провести нескінченну кількість круглоциліндричних поверхонь. Розрахунок зводять до пошуку такої точки O , відносно якої коефіцієнт надійності, обчислений за формулою (6.29), має мінімальне значення $\gamma_{n,\min}$. Слід круглоциліндричної поверхні, проведений через знайдений центр обертання O , буде відповідати найбільш небезпечній поверхні ковзання. Визначена розрахунком величина $\gamma_{n,\min}$ має бути не менша коефіцієнта надійності за ступенем відповідальності споруди γ_n , регламентованого відповідними чинними будівельними нормами з проектування основ і фундаментів (приймають $\gamma_n = 1,1 \dots 1,25$; див. 7.7) або заданого завданням на проектування.

Щоб зменшити витрати розрахункової праці, пов'язаної з довільним призначенням центрів обертання та відповідних їм поверхонь ковзання, на практиці з достатнім наближенням можна застосовувати такий прийом.

З верхньої точки укусу B проводять похилу лінію під кутом 36° до горизонту, на якій розташовують точки O_1, O_2, O_3, O_4 на відстанях, вказаних на рис. 6.12, де $m = \operatorname{ctg} \alpha$. Ці точки приймають за центри обертання. Будують сліди круглоциліндричних поверхонь ковзання $AC_1, AC_2,$

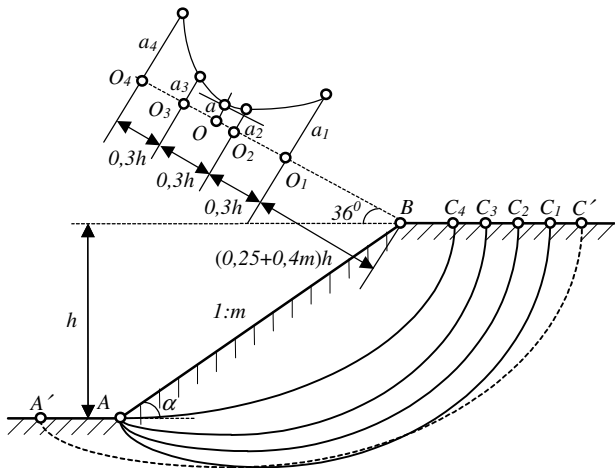


Рисунок 6.12 - Схема до визначення центру обертання найбільш небезпечної круглоциліндричної поверхні ковзання

AC_3 , AC_4 і для кожної такої поверхні обчислюють значення коефіцієнта надійності за формулою (6.29). Після цього відкладають у певному масштабі значення $a_1=\gamma_{n1}-1$; $a_2=\gamma_{n2}-1$; $a_3=\gamma_{n3}-1$ і $a_4=\gamma_{n4}-1$ у вигляді відрізків, перпендикулярних лінії BO_4 у відповідних точках. Через кінці цих відрізків креслять плавну криву, до якої проводять дотичну, паралельну лінії BO_4 , і точку дотику проєктують на лінію BO_4 . Для одержаної точки O виконують п'ять побудов, аналогічне показаному на рис. 6.12, і за формулою (6.29) розраховують остаточне мінімальне значення коефіцієнта надійності. Якщо воно виявляється менше коефіцієнта надійності за ступенем відповідальності споруди, приймають заходи по підвищенню стійкості ґрунтового масиву (див. 6.3.6), після чого виконують розрахунок відповідно до нових умов.

Якщо в основі укосу залягають відносно слабкі ґрунти з кутом внутрішнього тертя менше 10° , необхідно додатково розглянути можливість втрати стійкості по круглоциліндричній поверхні $A'C'$, показаній на рис. 6.12 штриховою лінією, із випиранням ґрунту основи у підніжжя укосу.

6.3.5. Стійкість притулених укосів і схилів. *Притуленим укосом* вважають штучний укіс, утворений ґрунтами, укладеними на поверхню вже існуючого ущільненого укосу, або природний схил, що має потенційну поверхню ковзання по **фіксованій поверхні** скельних або будь-яких інших більш щільних непорушених порід. Розрахунок стійкості притулених укосів і схилів будь-якого окреслення широко застосовують при проєктуванні будівель і споруд на похилих поверхнях місцевості та розширенні земляних споруд: дамб, насипів тощо.

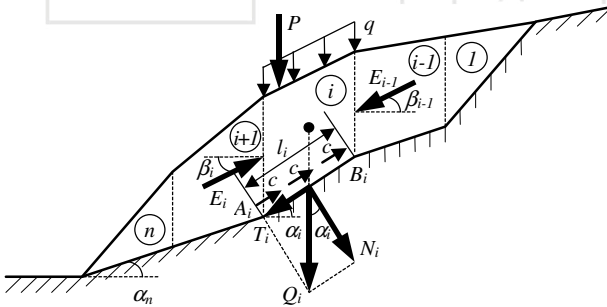


Рисунок 6.13 - Схема до розрахунку стійкості притуленого укосу

Стійкість притуленого укосу визначають, коли можна прогнозувати можливий зсув ґрунтового масиву по ламаній поверхні ковзання (рис. 6.13). Співзв'язаний масив розбивають вертикальними площинами на окремі відсіки, в межах яких поверхню ковзання можна вважати плоскою, та розглядають сили, що діють на кожний з них, починаючи від верха укосу.

При розгляді i -го відсіку враховують прикладене до нього зовнішнє навантаження та вагу ґрунту відсіку, суму яких Q_i розкладають у двох напрямках: перпендикулярно до площини зсуву цього відсіку вздовж основи та паралельно до неї. Нормальна сила N_i дозволяє врахувати сили тертя вздовж основи A_iB_i . Крім того, враховують зчеплення ґрунту при зсуві по цій площині. Додатково на i -ий відсік діє невіднована сила так званого **зсувного тиску**

E_{i-1} від вище розташованого $i-1$ -го відсіку та невідома реактивна сила зсувного тиску E_i із боку $i+1$ -го відсіку, яка однакова за значенням, але протилежна за напрямком із силою зсувного тиску з боку i -го відсіку на нижче розміщений $i+1$ -ий відсік.

Розв'язання рівнянь рівноваги (сум проекцій усіх сил на напрямок $A_i B_i$ і нормаль до нього) дозволяє знайти значення сили зсувного тиску E_i , що передається на наступний відсік. Розрахунок починають із першого відсіку, на який не діє зверху сила зсувного тиску, тобто $E_{i-1}=0$. Потім, переходячи від відсіку до відсіку, досягають останнього n -го відсіку, який повинен бути стійким при $E_n \leq 0$, тобто сила E_n повинна мати протилежний напрямок. Щоб укiс мав деякий запас стійкості, зсувні сили від зовнішніх навантажень і власної ваги ґрунту збільшують помноженням на коефіцієнт надійності за ступенем відповідальності споруди γ_n (див. 7.7).

6.3.6. Заходи запобігання зсувам. Порушення стійкості ґрунтових масивів в укосах і схилах часто супроводжується значними руйнуваннями зведених на них будівель і споруд, а іноді й людськими жертвами. Це спричиняє необхідність розроблення та здійснення активних заходів боротьби зі зсувами, які встановлюють на підставі ретельного вивчення природних геологічних і гідрогеологічних умов ділянки будівництва, виявлення основних причин нестійкості та розрахунків граничної рівноваги масивів ґрунту.

До основних заходів запобігання зсувам відносять:

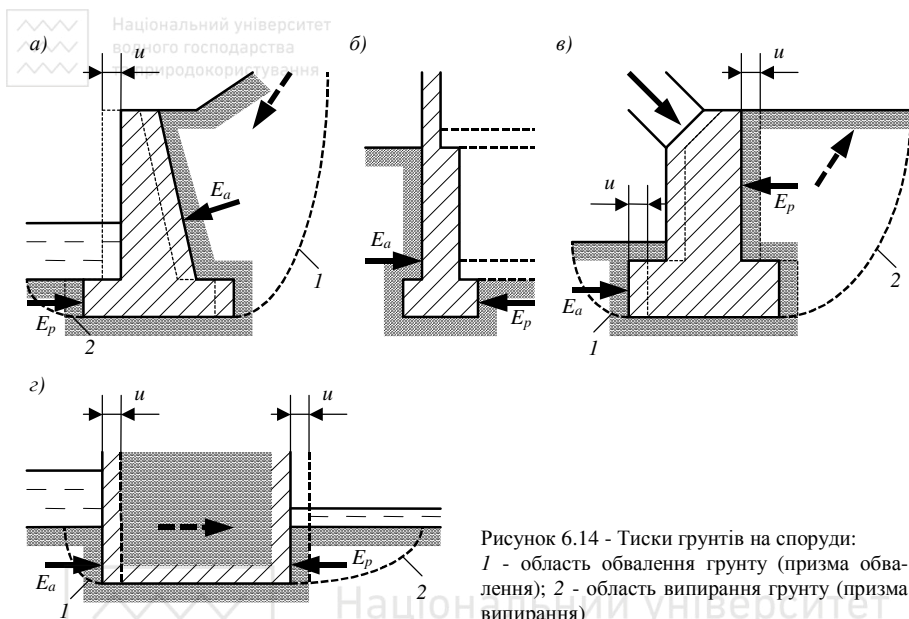
відновлення та підсилення природних **підпорів** ґрунтових масивів, схильних до зсуву (закріплення берегів від розмивання, влаштування хвилебійних споруд, застосування утримуючих підпірних стін і огорожень, що спрямовують селеві потоки та ін.);

регулювання водного режиму масивів ґрунту (осушення зсувних ділянок, влаштування поверхневого водовідведення та спрямування водотоків, застосування глибинного горизонтального та вертикального дренажів, спорудження протифільтраційних завіс і екранів тощо);

зменшення градієнта навантажень (виконання укосів більш пологими, зменшення величини й швидкості прикладання навантажень та ін.).

6.4. Тиски ґрунтів на огорожуючі споруди

6.4.1. Поняття про активний тиск і пасивний відпір ґрунту. При розв'язанні багатьох практичних задач із загальної теорії граничного напруженого стану масивів ґрунту в окрему задачу виділяють визначення напружень і зусиль, що передаються на вертикальні та похилі грані будівель і споруд. Спорудами, для яких необхідна оцінка тисків ґрунтів є підпірні стіни (рис. 6.14,а), наприклад, набережні, причали, стіни шлюзів та ін. Крім того, тиски ґрунтів визначають на стіни підвальних будівель (рис. 6.14,б), стояни мостів (рис. 6.14,в), гідротехнічні споруди (рис. 6.14,г) тощо.



Розглянемо підпірну стіну, що підтримує розташований за нею ґрунт (рис. 6.15,а). Під дією тиску ґрунту можуть виникнути переміщення споруди в бік від ґрунту засипання. При цьому в масиві ґрунту утворюються поверхні ковзання AC і поступово формується область пластичних деформацій ABC - область обвалення, яку ще називають **призмою обвалення**. Виникаючі в призмі обвалення сили опору спричиняють зменшення тиску ґрунту, який при певній величині переміщення споруди та припиненні формування призми обвалення (тобто в умовах граничного напруженого стану ґрунту) досягає граничного мінімального значення, що має назву **активного тиску** E_a .

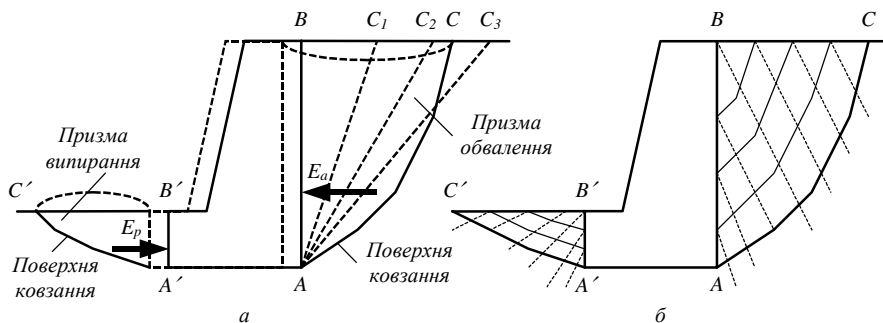


Рисунок 6.15 - Схема розвитку активного та пасивного тисків ґрунту на підпірну стіну (а) і сімейство поверхонь ковзання (б): E_a і E_p - рівнодіючі сил відповідно активного та пасивного тисків



Оскільки підпірна стіна заглиблена в ґрунт, її переміщення супроводжується розвитком тиску на ґрунт у межах ділянки AB' (рис. 6.15,а). Із переміщенням низу підпірної стіни поступово формується область або **призма випирання ґрунту** ABC' і виникають сили опору зсуву, що перешкоджають випиранню ґрунту. Унаслідок по грані стіни AB' виникає реакція ґрунту, що поступово збільшується і в умовах граничного напруженого стану ґрунту досягає максимальної величини, яку називають **пасивним тиском** або **відпором ґрунту** E_p .

Таким чином, під **активним тиском** розуміють граничний тиск ґрунту на огорожуючу споруду (підпірну стіну) в умовах, коли ґрунт за спорудою перейшов у стан граничної рівноваги, тобто при найменшому додатковому силовому впливі відбудеться обвалення ґрунту за спорудою. **Пасивний тиск** - це гранична реакція ґрунту при переміщенні огорожуючої споруди (підпірної стіни) на ґрунт в умовах, коли весь ґрунт, на який тисне елемент споруди, перейшов у стан граничної рівноваги і при найменшому додатковому силовому впливі відбудеться випирання цього ґрунту. Слід зазначити, що відносно споруди **активний тиск є активним впливом, а пасивний - реактивним**.

Активний тиск і пасивний відпір відповідають двом крайнім випадкам граничного напруженого стану масиву ґрунту біля огорожуючої споруди при її переміщенні. Існує поняття **тиску спокою**, який виникає в масиві ґрунту, що не зазнає горизонтальних переміщень. Цей тиск, зазвичай, визначають за допомогою компресійних приладів і стабілометрів шляхом вимірювання горизонтальних напружень.

У призмі обвалення за огорожуючою спорудою при активному тиску ґрунту найбільше головне напруження σ_1 має переважно вертикальний напрямок (відхилення від вертикалі виникає від дії тертя ґрунту об задню грань споруди), у призмі випирання при пасивному відпорі - переважно горизонтальний напрямок. Це зумовлює напрямки поверхонь ковзання в призмах обвалення та випирання (рис. 6.15,б). Викривлення поверхонь ковзання біля огорожуючої споруди пояснюють тертям ґрунту об її грані.

Визначення тисків ґрунтів на огорожуючі споруди виконують або математично точним чисельним методом, приймаючи розрахункову модель середовища теорії граничної рівноваги ґрунту, або різного роду наближеними методами (аналітичним і графоаналітичним), що базуються на цій моделі. Чисельний метод застосовують, коли відомі дійсні окреслення поверхонь ковзання, які визначають сумісним розв'язанням системи диференціальних рівнянь рівноваги та рівняння граничної рівноваги ґрунтового середовища (для умов плоскої задачі див. формули (6.1) і (6.2)). Однак для розв'язання багатьох практичних задач частіше використовують аналітичний або графоаналітичний методи, де натомість поверхонь ковзання складного криволінійного окреслення приймають, за пропозицією Ш.Кулона (1773 р.), плоскі поверхні (наприклад, для призми обвалення ABC на рис. 6.15,а приймають плоску поверхню ковзання AC_3). Це значно спрощує розрахунки, і в той же самий час



верхню ковзанню AC_3). Це значно спрощує розрахунки, і в той же самий час розходження з розв'язанням чисельним методом не перевищує 2...3 %. Припущення про плоскі поверхні ковзання дозволяє і призму обвалення, і призму випирання приймати трикутного окреслення, а з усіх можливих поверхонь ковзання (наприклад, для призми обвалення ABC на рис. 6.15, a - поверхні ковзання AC_1 , AC_2 , AC_3) прийняти ту, для якої активний тиск ґрунту на огорожуючу споруду та пасивний відпір ґрунту, коли на нього тисне елемент споруди, будуть максимальними. Ґрунт при цьому вважають однорідним.

6.4.2. Аналітичний метод визначення тисків ґрунту на підпірні стіни. Цей метод визначення тисків ґрунту застосовують у найпростіших випадках при горизонтальній поверхні ґрунту та вертикальній задній грані підпірної стіни. Додатково по поверхні призми обвалення може діяти рівномірно розподілене навантаження.

Визначення тисків ідеально сипкого ґрунту на вертикальну абсолютно гладку підпірну стіну при горизонтальному засипанні. Розглянемо умову граничної рівноваги елементарної призми ідеально сипкого ґрунту ($c=0$), яку уявно відокремили з призми обвалення поблизу задньої грані вертикальної абсолютно гладкої підпірної стіни (рис. 6.16, a). За припущення плоских поверхонь ковзання тиск ґрунту на підпірну стіну визначають, виходячи з таких міркувань.

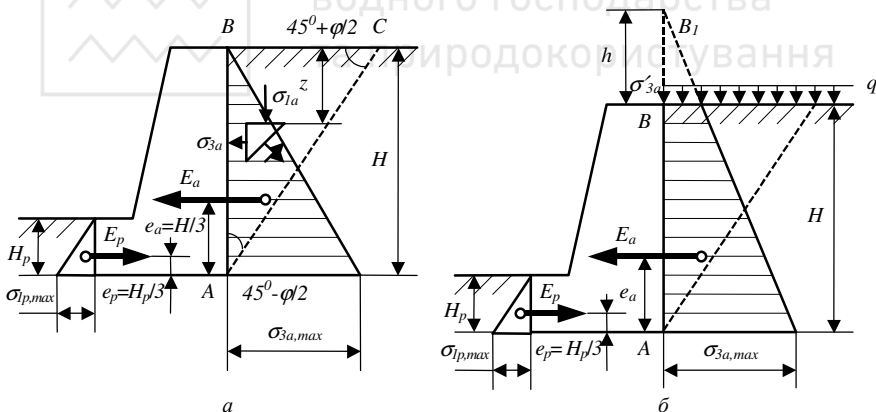


Рисунок 6.16 - Схема до визначення тисків ґрунту на вертикальну абсолютно гладку підпірну стіну:

a - ідеально сипкого; b - ідеально сипкого з урахуванням прикладеного до поверхні ґрунту додаткового рівномірно розподіленого навантаження

На горизонтальну та вертикальну площадки цієї призми при відсутності тертя ґрунту об стіну будуть діяти головні напруження відповідно σ_{1a} (найбільше) і σ_{3a} (найменше). Вертикальне головне напруження σ_{1a} дорівнюватиме вазі стовпа ґрунту від поверхні ґрунту до розглядуваної площадки, тобто



$$\sigma_{1a} = \gamma z, \quad (6.31)$$

де z - відстань від горизонтальної поверхні ґрунту до розглядуваної площадки.

Горизонтальне головне напруження σ_{3a} (боковий тиск) визначимо з умови, що при незначному переміщенні стіни ґрунт за стіною буде знаходитись у граничній рівновазі. З рівняння граничної рівноваги для сипкого ґрунту (2.50) (див. 2.4.4)

$$\frac{\sigma_{3a}}{\sigma_{1a}} = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.32)$$

Беручи до уваги вираз (6.31), одержимо

$$\sigma_{3a} = \gamma z \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.33)$$

Вираз (6.33) у випадку $z=H$ може служити для визначення максимального активного тиску ґрунту $\sigma_{3a,max}$ на вертикальну підпірну стіну

$$\sigma_{3a,max} = \gamma H \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.34)$$

Аналогічно можна розглянути елементарну призму, уявно відокремлену з призми випирання ідеально сипкого ґрунту ($c=0$), який зазнає тиску з боку вертикального абсолютно гладкого елемента підпірної стіни. В цьому випадку в умовах граничної рівноваги елементарної призми при відсутності тертя ґрунту об елемент стіни та за припущення плоских поверхонь ковзання горизонтальне головне напруження σ_{1p} більше вертикального σ_{3p} . З рівняння граничної рівноваги для сипкого ґрунту (2.51) (див. 2.4.4)

$$\frac{\sigma_{1p}}{\sigma_{3p}} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (6.35)$$

і величина максимального пасивного тиску ґрунту $\sigma_{1p,max}$ (при $z_p=H_p$) може бути визначена за формулою

$$\sigma_{1p,max} = \gamma H_p \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2). \quad (6.36)$$

Оскільки напруження σ_{3a} і σ_{1p} прямо пропорційні глибині, а решта величин для однорідного ґрунту постійна, епюри розподілу тисків будуть мати вигляд трикутників.

Величини рівнодіючих сил активного тиску E_a ґрунту на підпірну стіну та пасивного відпору E_p ґрунту, на який тисне елемент споруди, дорівнюватимуть площам епюр відповідних тисків (рис. 6.16,а):

$$E_a = \frac{1}{2} \sigma_{3a,max} H = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.37)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \sigma_{1p,max} H_p = \frac{\gamma H_p^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2). \quad (6.38)$$

Рівнодіючі E_a та E_p мають горизонтальний напрямок і прикладені в центрі ваги епюр розподілу відповідних тисків на відстанях e_a та e_p , що дорівнюють одній третині висот H і H_p від низу підпірної стіни.

У дійсності величини E_a та E_p мають дещо більші значення, оскільки при їхньому визначенні не враховане тертя ґрунту об підпірну стіну, що розвивається при переміщенні призми обвалення та випирання.

Урахування суцільного рівномірно розподіленого навантаження, що діє на поверхні ґрунту. У випадку дії на поверхні ґрунту суцільного рівномірно розподіленого додаткового навантаження інтенсивністю q (рис. 6.16,б) визначають приведену висоту шару ґрунту $h=q/\gamma$, що заміняє дію навантаження. Якщо уявно продовжити задню грань підпірної стіни на висоту h , можна отримати верхню точку B_1 так званої **фіктивної** стіни та побудувати загальну трикутну епюру розподілу тиску. На підпірну стіну буде діяти лише частина цієї епюри, що має вигляд трапеції, висоти якої σ'_{3a} і $\sigma_{3a,max}$ можуть бути визначені за формулою (6.34), якщо рахувати глибину z від верха фіктивної стіни. Знайдемо значення активних тисків на глибинах h і $H+h$:

$$\begin{aligned}\sigma'_{3a} &= \gamma h \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2); \\ \sigma_{3a,max} &= \gamma(H+h) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2).\end{aligned}\quad (6.39)$$

За цими значеннями можна побудувати епюру та визначити величину рівнодіючої сил активного тиску E_a на підпірну стіну як площу трапеції з основами σ'_{3a} і $\sigma_{3a,max}$ та висотою $AB=H$:

$$E_a = \frac{\sigma'_{3a} + \sigma_{3a,max}}{2} H = \frac{\gamma}{2} (H^2 + 2Hh) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.40)$$

Верхня трикутна частина епюри не чинить тиску на підпірну стіну. Рівнодіюча E_a прикладена в центрі ваги епюри розподілу тисків σ_{3a} на відстані e_a від низу стіни, і її величину можна визначити за формулою

$$e_a = \frac{1}{3} H \frac{\sigma_{3a,max} + 2\sigma'_{3a}}{\sigma_{3a,max} + \sigma'_{3a}}. \quad (6.41)$$

Урахування нахилу задньої грані підпірної стіни.

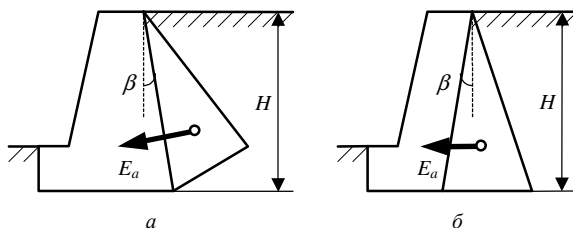


Рисунок 6.17 - Підпірні стіни з похилою задньою гранню при додатному (а) і від'ємному (б) кутах нахилу

нахилу β може бути додатним (рис. 6.17,а) або від'ємним (рис. 6.17,б). Нахил задньої грані значно впливає на величину активного тиску, причому порівняно з тиском ґрунту при вертикальній задній грані в першому випадку активний тиск буде більше, а в другому - менше.

Виведення формул для визначення активного тиску на підпірну стіну з

похилою задньою гранню значно складніше, ніж у розглянутих вище випадках. Якщо ж скористатись графічним побудуванням (див. 6.4.3), то виведення може бути значно спрощеним. Наведемо кінцевий вигляд формул для визначення величини рівнодіючої сил активного тиску ґрунту в цьому випадку:

при додатному значенні кута β (рис. 6.17,а)

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi + \beta}{2} \right) + \operatorname{tg} \beta \right]^2 \cos \beta; \quad (6.42)$$

при від'ємному значенні кута β (рис. 6.17,б)

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi - \beta}{2} \right) - \operatorname{tg} \beta \right]^2 \cos \beta. \quad (6.43)$$

Зазначимо, що формули (6.42) та (6.43) виведені в припущенні відсутності тертя між ґрунтом і стіною, тому рівнодіючі сил тиску мають бути перпендикулярними задній грані стіни. Це буде відповідати спостереженням явищам у випадку низхідної у сторону ґрунту задньої грані стіни (при додатному значенні кута β , рис. 6.17,а). У випадку висхідної у сторону ґрунту задньої грані стіни (при від'ємному значенні кута β , рис. 6.17,б) нелогічно приймати напрямок рівнодіючої сил тиску з нахилом вверх, тобто перпендикулярно задній грані стіни. У зв'язку з цим рекомендують в останньому випадку вважати напрямок E_a горизонтальним.

У випадку завантаження горизонтальної поверхні ґрунту рівномірно розподіленим навантаженням у формулах (6.42) і (6.43) слід перший множник $\gamma H^2/2$ замінити виразом $\gamma(H^2 + 2Hh)/2$, де h - приведена висота шару ґрунту.

Визначення тисків зв'язного ґрунту на вертикальну абсолютно гладку підпірну стіну при горизонтальному засипанні.

Для визначення активного тиску зв'язних ґрунтів ($\varphi \neq 0$, $c \neq 0$) на підпірну стіну питоме зчеплення ґрунту c відповідно до формули (2.40) заміняють всебічним рівномірним тиском зв'язності $p_e = c/\operatorname{tg} \varphi$, прикладеним до поверхні ґрунту та по контакту ґрунту й задньої грані підпірної стіни. Це дає можливість використати застосовану вище загальну методику визначення активного тиску для сипких ґрунтів і, зокрема, умови їхньої граничної рівноваги. Зводячи дію тиску зв'язності на вільні грані ґрунту до приведеного

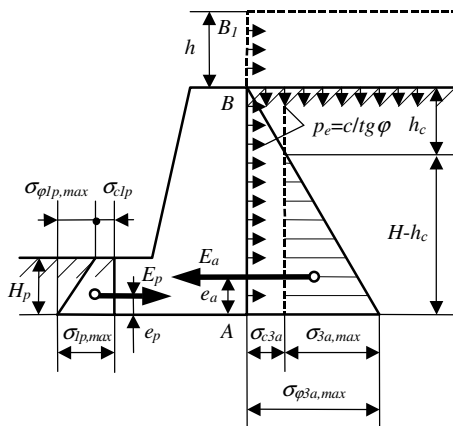


Рисунок 6.18 - Схема до визначення тисків ідеально зв'язного ґрунту на вертикальну абсолютно гладку підпірну стіну



шару ґрунту h (рис. 6.18) і враховуючи протилежність дії тиску p_e в горизонтальному напрямку, так само, як і для сипких ґрунтів, при $z=H+h$ будемо мати

$$\sigma_{3a,max} = \gamma(H+h)tg^2(45^\circ - \varphi/2) - p_e \quad (6.44)$$

або, враховуючи що

$$h = \frac{p_e}{\gamma} = \frac{c}{\gamma tg \varphi} \quad \text{і} \quad p_e = \frac{c}{tg \varphi},$$

одержимо

$$\sigma_{3a,max} = \gamma \left(H + \frac{c}{\gamma tg \varphi} \right) tg^2(45^\circ - \varphi/2) - \frac{c}{tg \varphi}, \quad (6.45)$$

а оскільки

$$\frac{1}{tg \varphi} [1 - tg^2(45^\circ - \varphi/2)] = 2tg(45^\circ - \varphi/2),$$

то, виконавши перетворення, матимемо

$$\sigma_{3a,max} = \gamma H tg^2(45^\circ - \varphi/2) - 2c \cdot tg(45^\circ - \varphi/2). \quad (6.46)$$

Зіставляючи вирази (6.46) і (6.34), неважко помітити, що перше складове у формулі (6.46) характеризує боковий тиск сипкого ґрунту без урахування його зчеплення, а друге вказує, на яку постійну по всій висоті підпірної стіни величину зменшується інтенсивність тиску внаслідок того, що ґрунт має зчеплення. Отже, вираз (6.46) можна представити у вигляді

$$\sigma_{3a,max} = \sigma_{\varphi 3a,max} - \sigma_{c 3a}, \quad (6.47)$$

де

$$\sigma_{\varphi 3a,max} = \gamma H tg^2(45^\circ - \varphi/2);$$

$$\sigma_{c 3a} = 2c \cdot tg(45^\circ - \varphi/2).$$

Таким чином, зчеплення зменшує боковий тиск ґрунту на стіну на постійну по всій її висоті величину $\sigma_{c 3a}$. На деякій глибині h_c сумарний тиск дорівнюватиме нулю (рис. 6.18).

Знайшовши з умови $\sigma_{3a,max}=0$ глибину $h_c=2c/[\gamma g(45^\circ - \varphi/2)]$, можна визначити величину рівнодіючої сил активного тиску зв'язного ґрунту на підпірну стіну як площу прямокутного трикутника зі сторонами $\sigma_{3a,max}$ і $H-h_c$:

$$E_a = \frac{1}{2} \sigma_{3a,max} (H - h_c) = \frac{\gamma H^2}{2} tg^2(45^\circ - \varphi/2) - 2cHtg(45^\circ - \varphi/2) + \frac{2c^2}{\gamma}. \quad (6.48)$$

Рівнодіюча сил активного тиску прикладена на відстані однієї третини висоти $H-h_c$ від низу підпірної стіни



$$e_a = \frac{I}{3}(H - h_c) = \frac{I}{3} \left(H - \frac{2c}{\gamma \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)} \right). \quad (6.49)$$

При переміщенні стіни на ґрунт має місце пасивний відпір. Горизонтальні головні напруження, виникаючі при цьому, більше вертикальних, і в умовах граничної рівноваги вираз для визначення величини максимального пасивного тиску зв'язного ґрунту набуває вигляду

$$\sigma_{lp, \max} = \sigma_{\varphi lp, \max} + \sigma_{c lp} = \gamma H_p \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2). \quad (6.50)$$

Отже епюра розподілу пасивного тиску зв'язного ґрунту має форму трапеції з основами $\sigma_{lp, \max}$ і $\sigma_{c lp} = 2c \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)$ та висотою H_p . Величину рівнодіючої сил пасивного тиску E_p визначають як площу цієї трапеції за формулою

$$E_p = \frac{\sigma_{c lp} + \sigma_{lp, \max}}{2} H_p = \frac{\gamma H_p^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) + 2c H_p \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2) \quad (6.51)$$

і прикладають її у центрі ваги епюри розподілу тисків на відстані e_p від низу підпірної стіни

$$e_p = \frac{I}{3} H_p \frac{\sigma_{lp, \max} + 2\sigma_{c lp}}{\sigma_{lp, \max} + \sigma_{c lp}}. \quad (6.52)$$

6.4.3. Графоаналітичний метод визначення тиску ґрунту на підпірні стіни. У деяких випадках визначити тиск ґрунту на підпірну стіну аналітично дуже складно. Тоді можна використати графоаналітичний метод, запропонований Ш.Кулоном, що базується на двох припущеннях:

поверхня ковзання має плоский вигляд;

тиск ґрунтового масиву в призмі обвалення відповідає максимальному тиску на підпірну стіну*.

Також прийнято, що призма обвалення є твердим тілом, а це дозволяє використати рівняння рівноваги для неї як для суцільного тіла.

Побудування Ш.Кулона виконують у такій послідовності. Через нижню точку А задньої грані підпірної стіни проводять можливу поверхню ковзання АС під кутом α до горизонту (рис. 6.19). Потім знаходять сили, що діють на призму обвалення. Нехай вага призми ґрунту АВС з урахуванням можливих вертикальних зовнішніх навантажень на поверхні ґрунту ВС у межах призми обвалення буде дорівнювати Q . Ця сила діє вертикально. При тиску призми обвалення на стіну по задній її грані розвивається реактивна сила E , що дорівнює рівнодіючій сил активного тиску E_a . Реактивна сила утворює з нормаллю до задньої поверхні стіни кут φ_0 (φ_0 - кут тертя ґрунту об стіну, що складає частину кута внутрішнього тертя φ), який приймають для глини $\varphi_0=0$, для сип-

* Для застосування в розрахунках цього припущення необхідно знайти таку поверхню ковзання, яка б відповідала максимально можливому тиску на підпірну стіну.

ких ґрунтів $\phi_0=0,67\phi$. Третьою силою, що діє на призму ABC , є реакція R нерухомого масиву ґрунту. Ця реакція відхилена від нормалі до площини ковзання AC на кут внутрішнього тертя ϕ .

Силу Q легко визначити, розглядаючи рівновагу ділянки підпірної стіни довжиною 1 пог. м:

$$Q = \text{пл.} \Delta ABC \cdot l\gamma + \sum q, \quad (6.53)$$

де $\sum q$ - сума всіх вертикальних зовнішніх навантажень, що діють у межах поверхні BC .

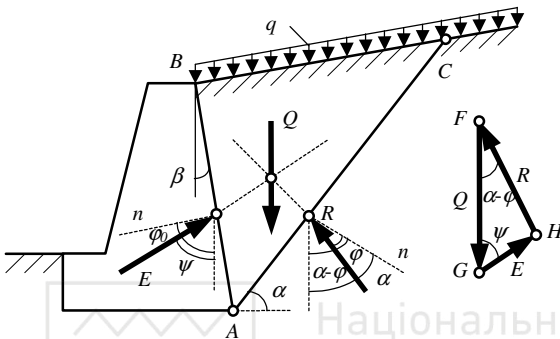


Рисунок 6.19 - Схема до графічного методу визначення тиску ґрунту на підпірну стіну (за Ш.Кулоном)

нормаллю до лінії AC дорівнює α) проводять із точки F напрямок реакції R , а з точки G під кутом ψ - напрямок сили E . Точка перетину H дозволяє знайти значення сили E у масштабі, в якому була побудована сила Q . Таким шляхом при заданій поверхні ковзання AC визначають рівнодіючу сил активного тиску ґрунту на підпірну стіну $E_a=E$. Однак величина цієї рівнодіючої сил тиску не обов'язково буде максимальною.

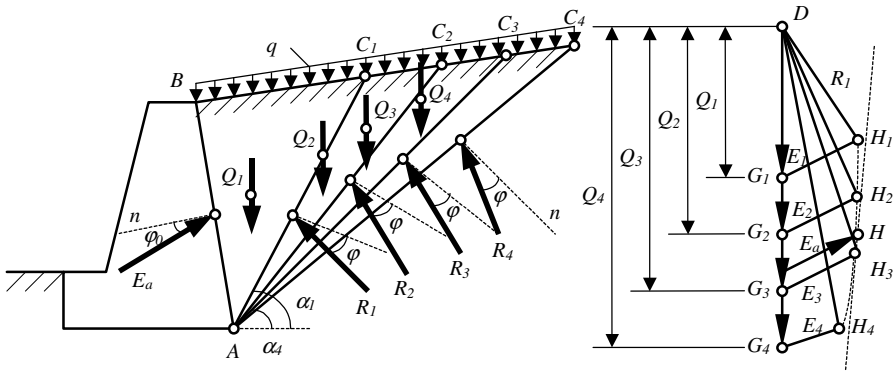


Рисунок 6.20 - Визначення положення найбільш небезпечної поверхні ковзання (за Ш.Кулоном)



Для знаходження максимальної величини рівнодіючої сил тиску на задню грань AB підпірної стіни виконують декілька побудовань, задаючи можливі поверхні ковзання AC_1, AC_2, AC_3 і AC_4 (рис. 6.20). Для цих поверхонь ковзання при $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ і α_4 напрямки реактивних сил R_1, R_2, R_3 і R_4 будуть різні, відхиляючись від вертикалі під кутами відповідно $\alpha_1-\varphi, \alpha_2-\varphi, \alpha_3-\varphi$ і $\alpha_4-\varphi$, а напрямки реактивних сил E_1, E_2, E_3 і E_4 - однаковими. Знаючи напрямки сил, будують суміщено силові трикутники. Для цього з точки D відкладають значення сил Q_1, Q_2, Q_3 і Q_4 та проводять напрямки реактивних сил R_1, R_2, R_3 і R_4 . Потім із точок G_1, G_2, G_3 і G_4 будують напрямки дії сил E_1, E_2, E_3 і E_4 та отримують точки перетину кожної пари ліній напрямків H_1, H_2, H_3 і H_4 . Через ці точки проводять плавну криву та дотичну до неї. В точці дотику H проводять лінію, паралельну лінії дії сил E_i . Відрізок GH у масштабі сил Q і буде максимальною рівнодіючою сил активного тиску ґрунту E_a на підпірну стіну, оскільки його довжина максимальна. По отриманому значенню сили E_a будують епюру тиску та знаходять точку її прикладання.

6.4.4. Визначення тисків ґрунту на підпірну стіну чисельним методом за теорією граничної рівноваги. Теорія граничної рівноваги дозволяє розв'язувати два типи задач: визначати силу, яка повинна утримувати масив ґрунту, щоб він не обвалився, та знаходити силу переважно горизонтального напрямку, яку треба прикласти до зануреної у ґрунт споруди (підпірної стіни), щоб досягти граничної рівноваги при випиранні ґрунту.

Розрахункова модель, що характеризує плоский напружений граничний стан ґрунтового середовища за підпірною стіною в полярній системі координат, об'єднує систему диференціальних рівнянь рівноваги

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} &= \sin \theta; \\ \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{2\tau_{r\theta}}{r} &= \gamma \cos \varphi \end{aligned} \right\} \quad (6.54)$$

і рівняння граничної рівноваги

$$\frac{1}{4}(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2 = \frac{\sin^2 \varphi}{4}(\sigma_r + \sigma_\theta)^2, \quad (6.55)$$

де σ_r, σ_θ і $\tau_{r\theta}$ - компоненти напружень у полярній системі координат; θ - кут, що утворений задньою гранню стіни та горизонтом і обчислюється від задньої грані стіни за рухом годинниковою стрілкою.

Застосовуючи чисельне інтегрування диференціальних рівнянь (6.54) сумісно з рівнянням (6.55), В.В.Соколовський отримав математично точне розв'язання задачі визначення активного та пасивного тисків сипкого ґрунту для підпірних стін, що мають горизонтальну поверхню засипання. Результати розрахунків у вигляді безрозмірних коефіцієнтів q_0 і q'_0 відповідно для активного та пасивного тисків наведені в табл. 6.4 і 6.5 (де φ_0 - кут тертя ґрунту об стіну, приймають $\varphi_0=0,67\varphi$).

Таблиця 6.4 - Значення безрозмірних коефіцієнтів q_0 для визначення активного тиску ґрунту

$\theta, \text{град}$	Значення q_0 при $\varphi, \text{град}$											
	10			20			30			40		
	при $\varphi_0, \text{град}$											
	0	5	10	0	10	20	0	15	30	0	20	40
60	0,72	0,68	0,68	0,60	0,57	0,57	0,50	0,47	0,50	0,42	0,40	0,46
70	0,73	0,70	0,70	0,58	0,54	0,54	0,46	0,43	0,45	0,35	0,34	0,38
80	0,72	0,70	0,68	0,54	0,50	0,50	0,40	0,37	0,38	0,29	0,27	0,29
90	0,70	0,67	0,65	0,49	0,45	0,44	0,33	0,30	0,31	0,22	0,20	0,22
100	0,65	0,61	0,59	0,42	0,38	0,37	0,26	0,24	0,24	0,16	0,14	0,15
110	0,58	0,54	0,52	0,35	0,31	0,30	0,20	0,18	0,17	0,11	0,09	0,10
120	0,49	0,45	0,44	0,27	0,24	0,23	0,13	0,12	0,11	0,06	0,05	0,05

Таблиця 6.5 - Значення безрозмірних коефіцієнтів q'_0 для визначення пасивного тиску ґрунту

$\theta, \text{град}$	Значення q'_0 при $\varphi, \text{град}$											
	10			20			30			40		
	при $\varphi_0, \text{град}$											
	0	5	10	0	10	20	0	15	30	0	20	40
60	1,04	1,11	1,16	1,26	1,49	1,73	1,49	2,08	2,80	1,86	3,17	5,42
70	1,18	1,29	1,35	1,51	1,83	2,13	1,90	2,79	3,80	2,50	4,70	8,23
80	1,31	1,43	1,52	1,77	2,19	2,57	2,39	3,62	5,03	3,37	6,77	12,3
90	1,42	1,56	1,66	2,04	2,55	3,04	3,00	4,62	6,55	4,60	9,69	18,2
100	1,49	1,65	1,76	2,30	2,93	3,53	3,65	5,82	8,42	6,16	13,9	26,6
110	1,53	1,70	1,83	2,53	3,31	4,03	4,42	7,38	10,7	8,34	19,5	39,0
120	1,52	1,71	1,85	2,76	3,67	4,51	5,28	9,07	13,5	11,3	28,4	56,7

Активний тиск ґрунту на стіну σ_{3a} обчислюють за формулою

$$\sigma_{3a} = q_0(\gamma z + q). \quad (6.56)$$

Пасивний тиск (відпір) σ_{3p} дорівнюватиме

$$\sigma_{1p} = q'_0(\gamma z + q), \quad (6.57)$$

де γ - об'ємна вага ґрунту призми обвалення; z - глибина від верха підпірної стіни до розглядуваної точки; q - інтенсивність рівномірно розподіленого по поверхні засипання навантаження.

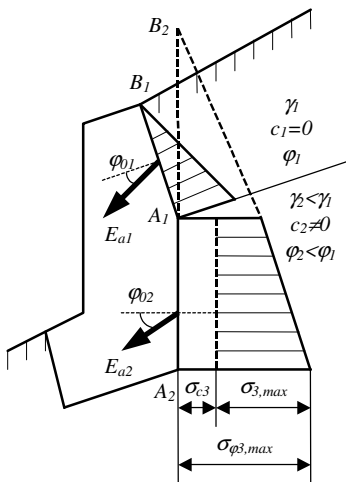


Рисунок 6.21 - Побудування епюри активного тиску ґрунту на задню грань підпірної стіни складного окреслення та шаруватому заляганні ґрунтів

6.4.5. Епюри тиску ґрунту на підпірні стіни складного окреслення при шаруватому заляганні ґрунтів.

При складному окресленні поверхні підпірної стіни або шаруватому заляганні ґрунтів по глибині H розрахунки можна виконувати одним із вище розглянутих методів спочатку для верхньої частини підпірної стіни, а потім, прийнявши верхні шари ґрунту як зовнішнє навантаження, для другої та наступних її частин. За знайденими на



межах ділянок підпірної стіни тисками будують епюри тисків по задній грані, враховуючи зчеплення (див. формулу (6.47)).

Приклад такого побудування показано на рис. 6.21. Точка прикладання кожної сили E_{ai} розташовується в центрі ваги відповідної епюри тиску. Місцеві навантаження на призмі обвалення при наближених обчисленнях підсумовують із вагою цієї призми.

6.5. Тиски ґрунтів на підземні трубопроводи

Раніше було показано (див. 4.5), що вертикальний тиск від власної ваги ґрунту з об'ємною вагою γ в масиві, обмеженому горизонтальною поверхнею на глибині z (рис. 6.22,а), дорівнює

$$\sigma_z = \gamma z. \quad (6.58)$$

Боковий тиск ґрунту на тій самій глибині

$$\sigma_y = \xi \gamma z, \quad (6.59)$$

де $\xi = \mu / (1 - \mu)$ - коефіцієнт бокового тиску ґрунту в стані спокою, тобто при відсутності бокових деформацій (горизонтальних переміщень), що відповідає умовам його природного залягання; μ - коефіцієнт бокового розширення ґрунту (коефіцієнт Пуассона).

Якщо в масиві ґрунту розмістити трубопровід (рис. 6.22,б), то він буде зазнавати певного тиску.

Задача точного визначення тиску ґрунту на трубопровід є досить складною, оскільки величина тиску суттєво залежить від способу прокладання трубопроводу, його жорсткості, конфігурації та інших факторів.

Так, якщо прийняти, що влаштування трубопроводу не вносить змін у напружений стан оточуючого масиву ґрунту, то трубопровід буде зазнавати тиску, який визначають залежностями (6.58) і (6.59), що базуються на передумовах теорії лінійно деформівного середовища. У даному випадку тиск ґрунту на трубопровід може бути прийнятий у вигляді середнього рівномірно розподіленого тиску - вертикального інтенсивністю p і горизонтального інтенсивністю q (рис. 6.22,б), причому має місце співвідношення $p \geq q$.

Однак прокладання трубопроводу певною мірою порушує природний напружений стан оточуючого ґрунтового масиву, і питання про величину тиску ґрунту на трубопровід від дії ґрунтового засипання* слід розв'язувати на

* Питання визначення тисків ґрунту на підземні трубопроводи від вантажів на поверхні ґрунту, наприклад, від будівельних машин, вимагає особливого розгляду. Розв'язання такого типу задач можна знайти в спеціальній літературі.

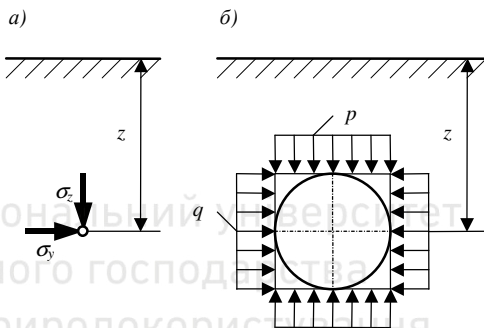


Рисунок 6.22 - Схема вертикального та горизонтального тисків від власної ваги ґрунту в масиві, обмеженому горизонтальною поверхнею
а - в окремій точці; б - на трубопровід

підставі загальної теорії граничного напруженого стану.

Розрізняють три принципово різних способи прокладання трубопроводів: *у траншеї* (рис. 6.23,а), *під насипом* (рис. 6.23,б) і *за допомогою закритої проходки* (рис. 6.23,в).

Тиски ґрунту на трубопровід будуть різнитися залежно від способів його укладання. Так, при однаковій глибині закладання h трубопроводу для вертикального тиску p будемо мати: при траншейному вкладанні $p < \gamma h$; у насипу $p > \gamma h$; при закритій проходці $p = \gamma h$, якщо h порівняно невелике, і $p < \gamma h$ - при великих h . Це спричинено відмінностями в об'ємній вазі непорушеного ґрунту, що залягає збоку від траншеї й раніше ущільнився під дією власної ваги, та розпушеного ґрунту, що засипається в траншею після укладання трубопроводу. Крім того, різні значення тисків зумовлені виникненням сил тертя по бортах траншеї, що перешкоджають ущільненню ґрунту засипання, який зависає на стінках траншеї, причому тим більше, чим вона глибша.

Визначимо тиски ґрунту на *трубопроводах, що вкладають у траншеях*. Будемо вважати, що вертикальний тиск ґрунту засипання на будь-якій глибині розподіляється рівномірно, а по бокових гранях траншеї виникають сили тертя (рис. 6.23,а).

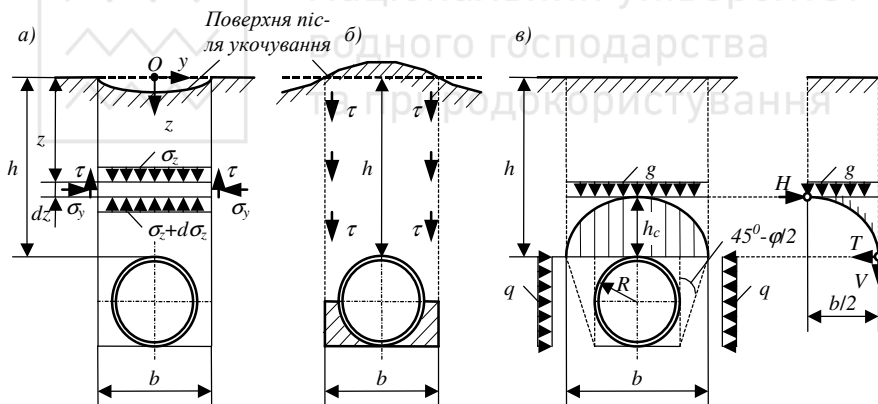


Рисунок 6.23 - Схеми до розрахунку тисків ґрунту на підземні трубопроводи
а - що укладають у траншеї; б - під насипом; в - при закритих проходках і значному заглибленні ($h \gg h_c$)

Відокремимо на глибині z елементарний шар товщиною dz і складемо для нього рівняння рівноваги. На цей елемент будуть діяти власна вага ґрунту $\gamma h dz$ (b - ширина траншеї), сила вертикального тиску ґрунту засипання зверху $\sigma_z b$ і знизу $(\sigma_z + d\sigma_z)b$, сила опору ґрунту зсуву біля стінок траншеї $tdz = (c + \sigma_z \tan \phi_0) dz$ (тут c - питоме зчеплення ґрунту, ϕ_0 - кут тертя об стінку траншеї). Проектуючи ці сили на напрямок вертикальної осі z , з урахуванням формули (6.59), отримаємо



$$\gamma b dz + \sigma_z b - (\sigma_z + d\sigma_z)b - 2cdz - 2\xi\sigma_z \operatorname{tg} \varphi_0 dz = 0. \quad (6.60)$$

Після інтегрування залежності (6.60) і розгляду її за граничних умов (при $z=0$ - $\sigma_z=0$), а також уведення коефіцієнта надійності за навантаженням γ (у розрахунках приймають $\gamma=1,2$), вираз для визначення вертикального тиску ґрунту на трубопровід на глибині h набуде вигляду

$$p = \gamma_f k_{mp} \gamma h, \quad (6.61)$$

де k_{mp} - коефіцієнт тиску ґрунту на трубопровід у траншеї, який визначають за спеціальними графіками або обчислюють за формулою

$$k_{mp} = \frac{b}{h} \frac{1-2c/(\gamma b)}{2\xi \operatorname{tg} \varphi_0} \left(1 - e^{-\frac{2h}{b} \xi \operatorname{tg} \varphi_0} \right). \quad (6.62)$$

Для трубопроводів, що закладають у траншеях, значення коефіцієнта k_{mp} має бути $k_{mp} \leq 1$.

Практичний досвід свідчить, що горизонтальний тиск q зворотного засипання на трубопроводи, укладені в траншеях, має порівняно невеликі значення. Тому його у вузьких траншеях або не враховують, або приймають рівним $1/6$ вертикального тиску p , визначеного за формулою (6.61).

Для **трубопроводів, що закладають під насипами**, сили тертя ґрунту мають протилежний напрямок (рис. 6.23,б) внаслідок більшої жорсткості труб порівняно з розташованим поруч із ними ґрунтом, що ущільнюється під дією власної ваги. У цьому випадку вертикальний тиск ґрунту на трубопровід на глибині h більший, ніж γh , і може бути визначений за формулою

$$p = k_n \gamma h, \quad (6.63)$$

де k_n - коефіцієнт тиску ґрунту на трубопровід під насипом, який визначають за спеціальними графіками (при цьому $k_n \geq 1$).

Горизонтальний тиск на трубопровід, що закладають під насипом, обчислюють за формулою (6.59) при $z=h$.

Для **трубопроводів при закритих проходках** вертикальний тиск p визначають як гірський тиск з урахуванням так званого **склепіння обвалення** (див. рис. 6.23,в).

Складемо рівняння рівноваги для сил, що діють на половину склепіння обвалення (рис. 6.23,в, права частина), а саме від рівномірно розподіленої власної ваги ґрунту g , розпору H (від половини відкинutoї частини склепіння) і складових сил опорної реакції - вертикальної V і горизонтальної T ($T=fV$, де $f=\operatorname{tg} \varphi$ - коефіцієнт внутрішнього тертя ґрунту).

Якщо вважати окреслення склепіння параболічним, з умов рівноваги отримаємо

$$\begin{aligned} H &= T = fV; \\ V &= gb/2; \\ h_c &= \frac{gb^2/8}{H} = b/(4f), \end{aligned} \quad (6.64)$$



Якщо прийняти за рекомендаціями М.М.Протодияконова вертикальний тиск p рівномірно розподіленим по максимальній ординаті та врахувати в розрахунках лише половину сил тертя, то вираз для обчислення розрахункової висоти склепіння, що завантажує трубопровід, отримаємо у вигляді

$$p = \gamma h_c = \gamma b / (2f). \quad (6.65)$$

Горизонтальний тиск на трубопроводі при закритих проходках вважають рівномірно розподіленим і обчислюють за формулою

$$q \approx \gamma (h_c + R) \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2), \quad (6.66)$$

де R - радіус круглого трубопроводу.

При невеликій глибині закладання трубопроводу $h \leq h_c$, улаштованого за допомогою закритої проходки, вертикальний тиск приймають рівним $p = \gamma h$, а горизонтальний тиск q знаходять із виразу (6.59) при $z = h$.

Зауважимо, що зовнішні навантаження на підземні трубопроводи приймають такі самі, як і в дорожньому будівництві, причому динамічні впливи враховують лише при глибині закладання трубопроводів менше 0,7 м.



7. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

7.1. Види основ і фундаментів та вимоги, що до них ставлять

Фундаментом називають підземну або підводну частину будівлі або споруди, що сприймає всі навантаження від надземної або надводної частини та разом із власною вагою передає його на основу. **Основою** називають частину ґрунтового масиву, що залягає нижче підшви фундаменту та в сторони від нього, сприймає всі навантаження, які передаються фундаментом від надземної або надводної частини будівлі або споруди та розподіляє їх у своєму обмеженому об'ємі, зазнаючи від цього певних деформацій.

Ґрунтові основи можуть бути **природними** та **штучно покращеними** (штучними). Штучно покращені основи влаштовують у тих випадках, коли природні основи виявляються недостатньо міцними або сильностисливими та їхнє використання є технічно або економічно недоцільним. При цьому застосовують різні методи покращання ґрунтів основ (див. 12), що базуються на таких основних принципах: ущільнення ґрунтів, їхнє закріплення або заміна. До штучних основ відносять і низку конструктивних заходів, що змінюють умови передачі тиску від фундаменту на ґрунт або обмежують його деформації (ґрунтові та кам'яні подушки, шпунтові огородження тощо).

Основи повинні задовольняти таким основним **вимогам**:

мати стисливість ґрунтів, яка запобігала б виникненню недопустимих рівномірних і нерівномірних осідань фундаментів будівель та споруд;

мати міцність, яка усувала б можливість випирання ґрунту з-під фундаменту;

мати необхідну стійкість проти зсуву по підшві фундаменту будівлі або споруди;

бути стійкими проти вимивання та вищолочування ґрунтів з-під фундаментів при дії потоків ґрунтових або поверхневих вод.

Внаслідок того що поверхневі шари ґрунту зазвичай недостатньо ущільнені, піддаються мікробіологічним процесам, легко випираються з-під підшви нешироких фундаментів, а також зазнають сезонних атмосферних впливів (промерзання, відтавання, замочування та ін.), вони непридатні як природні основи. Тому фундамент доводиться заглиблювати, щоб тиск від нього передався на міцні та малостисливі шари ґрунту, що розташовані на певній глибині (рис. 7.1).

У деяких гідротехнічних спорудах і спорудах на гідромеліоративних системах фундаменту як такого немає або його доволі важко вирізнити як окре-

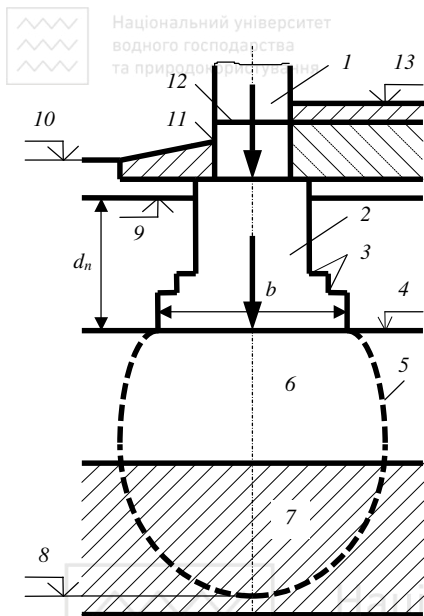


Рисунок 7.1 - Схема системи “основа-фундамент-надземна частина будівлі або споруди”:

1 - надземна частина (стіна) будівлі або споруди; 2 - тіло фундаменту; 3 - виступи; 4 - відмітка підлоги фундаменту; 5 - границя напруженої зони основи під навантаженим фундаментом; 6 - несучий шар ґрунту; 7 - підстилюючий шар ґрунту; 8 - нижня границя стисливої (активної) товщі; 9 - відмітка поверхні природного рельєфу; 10 - відмітка планування поверхні (тут - підсіпання); 11 - вимощення; 12 - шар гідроізоляції; 13 - відмітка чистої підлоги першого поверху (нульова відмітка); b - ширина підлоги фундаменту; d_n - глибина закладання фундаменту від поверхні природного рельєфу

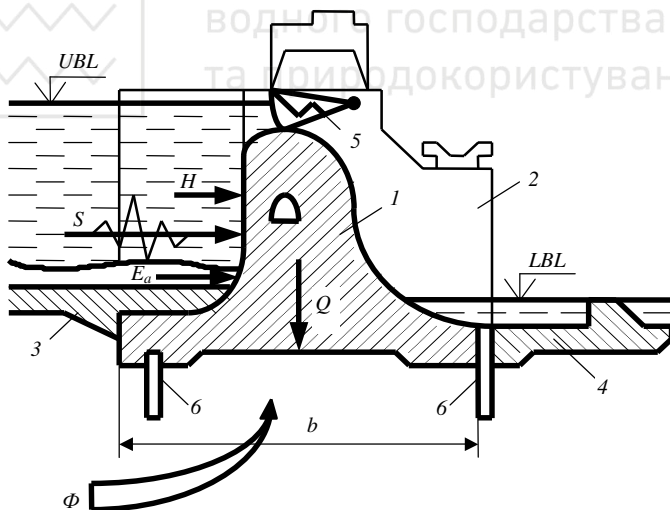


Рисунок 7.2 - Схема гідротехнічної споруди (водозливна гребля):

1 - тіло споруди (водозлив); 2 - проміжний бик; 3 - понур; 4 - водобійна плита; 5 - заставка; 6 - шпунт; Q - власна вага греблі та розташованих на ній споруд; H - гідростатичний тиск із боку верхнього б'єфа; S - сейсмічне амплітудне навантаження; E_a - активний тиск ґрунту з боку верхнього б'єфа; Φ - фільтраційний тиск; UBL і LBL - рівні відповідно верхнього та нижнього б'єфів

мий конструктивний елемент. Так, земляні греблі та дамби обпираються й передають навантаження безпосередньо на основу. В інших спорудах роль фундаменту виконує вся нижня розвинута опорна частина споруди (рис. 7.2).

Слід зазначити, що основа, фундамент і надземна чи надводна частини будь-якої будівлі або споруди складають єдину просторову систему, робота елементів якої взаємопов'язана і чинить вплив один на одного.

Фундаменти класифікують за глибиною закладання підосви, за характером роботи під навантаженням, за конструктивною формою, за матеріалом тіла, за призначенням і методом виготовлення.

За глибиною закладання підосви розрізняють фундаменти мілкового та глибокого закладання. Фундаменти, які влаштовуються у заздалегідь відкритих котлованах і траншеях та мають глибину закладання підосви до 5...6 м, відносять до фундаментів *мілкового закладання*. Фундаментом *глибокого закладання* можна вважати фундамент, який відповідає сполученням таких умов:

має закладання підосви на глибині понад 6 м, при цьому відносне заглиблення d_n/b більше 1,5...2;

улаштований глибоким занурюванням у ґрунт (без відкопування котлована) опор, що дозволяє при розрахунку його несучої здатності враховувати підвищений опір ґрунту не лише під підосвою, але й по всій боковій поверхні. Остання обставина дуже важлива при роботі фундаментів на горизонтальні навантаження.

За характером роботи під навантаженням фундаменти можна поділити на жорсткі та гнучкі. *Жорсткі* розраховують лише на сприйняття напружень тиску. Розтягаючі та дотичні напруження в них відсутні або настільки малі, що ними можна знехтувати. *Гнучкі* працюють на згин і, крім напружень тиску, зазнають значних розтягаючих і сколювальних напружень.

За конструктивною формою фундаменти поділяють на окремі, стрічкові, суцільні, масивні, змішані та пальові.

Окремі (стовпчасті) фундаменти (рис. 7.3,а) можуть бути у вигляді невисоких стовпів (із заглибленнями у верхній частині - "стаканами" для розміщення колон, опор та ін., або "безстаканними") із розвинутою опорною частиною, а також у вигляді об'єднаних поверху загальною плитою оболонкок-опор глибокого закладання. Перші встановлюють під стінами будівель і споруд (у комбінації з фундаментними балками, або так званими *рандбалками*, для підтримки стінового заповнення, у тому числі і панельних стін), колонами, опорами рам, ферм, арок; другі влаштовують під сильно навантаженими колонами, опорами мостів, гідроспоруд та ін.

Стрічкові фундаменти (рис. 7.3,б) виконують у вигляді безперервних стрічок, що паралельні або перетинаються під усіма протяжними несучими конструкціями - стінами будівель і споруд, водопропускними трубами під насипами автомобільних доріг і залізниць тощо. Ці фундаменти також можуть бути влаштовані під ряди колон або окремих опор (опорні рами обладнання тощо.).

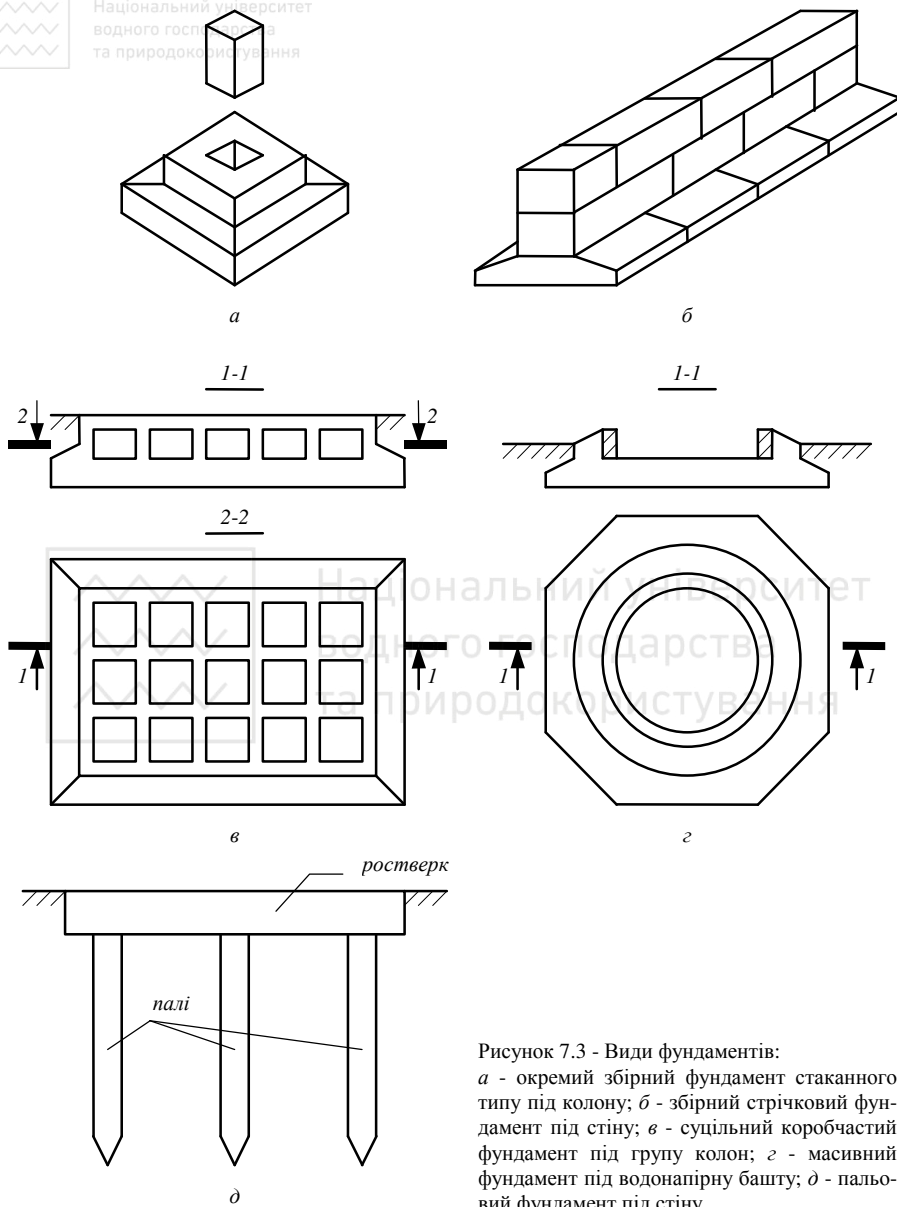


Рисунок 7.3 - Види фундаментів:

а - окремий збірний фундамент стаканного типу під колону; *б* - збірний стрічковий фундамент під стіну; *в* - суцільний коробчастий фундамент під групу колон; *г* - масивний фундамент під водонапірну башту; *д* - пальовий фундамент під стіну

Суцільні фундаменти (рис. 7.3,в) розташовують під усією площею будівлі або споруди, а також під групою опор у вигляді плити (гладкої чи ребристої) або коробчастого блока (наприклад, турбінного блока гідроелектростанції,

Масивні фундаменти у вигляді жорсткого суцільного масиву кладки (рис. 7.3,є) влаштовують під невеликі в плані окремо розташовані важко навантажені опори (мостові опори, несучі колони промислових будівель та ін.) або споруди (водонапірні башти, доменні печі, димові труби, шогли тощо).

Змішані фундаменти являють собою сполучення вище описаних фундаментів, наприклад, стрічкового або суцільного зі стовпчастим.

Пальові фундаменти (рис. 7.3,д) складаються з поодиноких паль, куша або рядів паль, об'єднаних поперек балкою або плитою (ростверком), які сприймають і розподіляють навантаження від надземної частини будівлі або споруди.

За матеріалом тіла фундаменти можуть бути **бутовими, бетонними, бутобетонними та залізобетонними**. Для пальових фундаментів в окремих випадках застосовують сталь у вигляді труб, двотаврів та інших профілів, а також відбракованих рейок тощо. Для фундаментів тимчасових будівель і споруд іноді використовують дерево хвойних порід.

За призначенням фундаменти поділяють на фундаменти водогосподарських, шляхових, промислових, цивільних і сільськогосподарських будівель і споруд; під машини й механізми з динамічними впливами та ін..

За методом виготовлення фундаменти можуть бути **монолітними**, що повністю зводять на місці будування, **збірними**, що монтують із заздалегідь виготовлених елементів, і **збірно-монолітними**, що виконують із збірних елементів, омонолічуваних на місці бетоном (наприклад, опори глибокого закладання зі збірних залізобетонних оболонок, заповнених бетоном; палі з монолітною плитою поперек та ін.).

За принципом формування в ґрунті виділяють фундаменти, що виготовляють без виймання та з вийманням ґрунту.

Фундаменти повинні задовольняти таким основним **вимогам**:

бути міцними й довговічними, стійкими до дії поверхневих і ґрунтових вод (у тому числі агресивних) та морозного здимання;

бути стійкими проти зсуву та перекидання;

не перевищувати нормативних величин осідань та інших деформацій, небезпечних для нормальної експлуатації надфундаментних конструкцій;

сприяти використанню місцевих матеріалів;

відповідати техніко-економічним і екологічним вимогам, сучасним методам виконання робіт.

7.2. Типи будівель і споруд за жорсткістю

Усі будівлі та споруди за жорсткістю можна поділити на три типи: абсолютно гнучкі; абсолютно жорсткі; скінченної жорсткості.

Абсолютно гнучкі будівлі та споруди (рис. 7.4,а) під впливом зовнішніх

навантажень безперешкодно прямують за переміщенням ґрунтів основи в усіх точках контакту з нею, при цьому розвиток нерівномірних осідань практично не спричиняє виникнення додаткових напружень у конструктивних елементах споруди. До абсолютно гнучких споруд можна віднести гнучкі днища резервуарів, акведуки, водоскиди, галереї, естакади, що мають розрізні прогонові будівлі, земляні греблі та насипи.

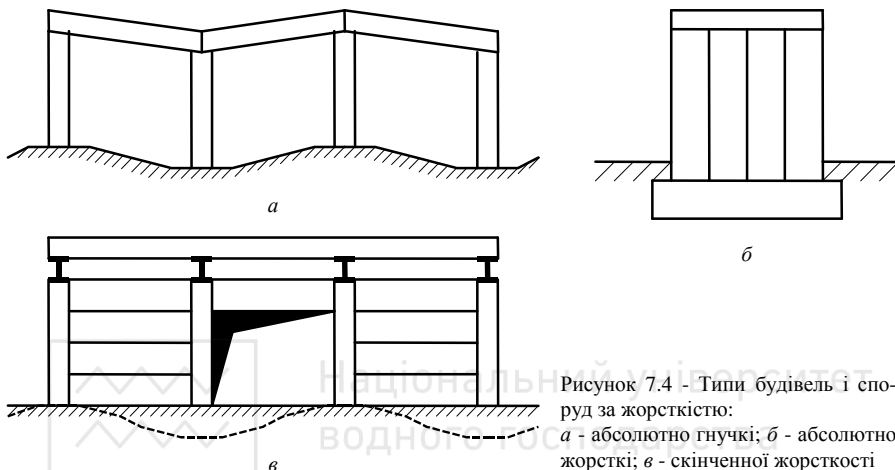


Рисунок 7.4 - Типи будівель і споруд за жорсткістю:

а - абсолютно гнучкі; б - абсолютно жорсткі; в - скінченної жорсткості

Абсолютно жорсткі будівлі та споруди (рис. 7.4,б) мають дуже велику жорсткість у вертикальному напрямку (димові труби, водонапірні башти, силосні корпуси, мостові опори тощо), а отже не піддаються згину (викривленню) та іншим місцевим деформаціям. При симетричному навантаженні та порівняно однорідній стисливості ґрунтів основи їхнє осідання буде рівномірним, при несиметричному навантаженні або нерівномірному осіданні основи в конструкціях виникають додаткові напруження (інколи дуже значні), однак вони не є небезпечними через значний запас міцності будівель і споруд на згин. Механізм взаємодії таких будівель із ґрунтами основи полягає в наступному: на ділянках основ, де опір ґрунту більший, тиск по підшві фундаменту збільшується, а, де менший - зменшується. Оскільки ґрунти здатні перерозподіляти напруження з більш навантажених ділянок на менш навантажені, можливість виникнення значних нерівномірних осідань зменшується.

Найбільш поширеними є будівлі та інженерні споруди **скінченної жорсткості** (рис. 7.4,в). Це будівлі безкаркасні, а також із повним і неповним каркасом, що мають у своєму складі розрізні й нерозрізні конструкції, великопанельні будинки та ін. У таких будівлях і спорудах можуть мати місце нерівномірні осідання. В той же час нерівномірність осідань може зменшуватись через частковий перерозподіл тисків по підшві фундаменту. Наявність додаткових зусиль, що виникають у конструкціях цього типу будівель і споруд,



може стати причиною непередбачених наслідків - від виникнення недопустимих тріщин і деформацій у конструкціях до їхнього повного зруйнування. Це треба враховувати при проектуванні, оцінюючи сумісну роботу ґрунтів основи та несучих конструкцій будівель і споруд.

Бувають випадки, коли частину будівлі або споруди можна віднести до абсолютно жорсткої, а частину - до абсолютно гнучкої чи скінченної жорсткості (наприклад, виробничий цех із галереєю).

7.3. Сумісне деформування будівель і споруд та їхніх основ

Під дією навантажень від будівель і споруд основи зазнають різного виду деформації, що сприймаються надфундаментними конструкціями. Так, фундаменти будівель і споруд абсолютно жорсткого типу не можуть прямувати в усіх точках за деформаціями ґрунтів основи та викривлятися при розвитку їхніх нерівномірних осідань. Унаслідок своєї жорсткості такі будівлі та споруди частково вирівнюють нерівномірності осідань основи, що призводить до виникнення в їхніх несучих конструкціях додаткових зусиль - напружень або деформацій. Ці зусилля мають свої допустимі межі, перевищення яких може спричинити втрату придатності до нормальної експлуатації або й навіть аварію. Тому для забезпечення надійної роботи та довговічності будівель і споруд необхідна оцінка їхньої сумісної роботи з ґрунтовими основами, зокрема, характеру та ступеня взаємних деформацій і перерозподілу при цьому навантажень на основу надфундаментною частиною.

Розглянемо можливі види деформацій будівель і споруд та їхніх основ, що виникають у процесі їхньої сумісної роботи.

Залежно від причин виникнення деформації ґрунтових основ виявляються у вигляді вертикальних, горизонтальних і кутових переміщень поверхні ґрунтової основи, а також самого масиву основи.

Вертикальні переміщення основ можуть бути таких видів:

осідання - повільні та порівняно невеликі деформації, що відбуваються внаслідок ущільнення ґрунту під дією зовнішніх навантажень і власної ваги або лише власної ваги та не супроводжуються корінними змінами його структури;

просідання - швидкі та нерівномірні, як правило, великі деформації, що відбуваються внаслідок ущільнення ґрунту під сумісною дією зовнішніх навантажень і власної ваги або лише власної ваги та інших факторів, таких як замочування лесових ґрунтів, відтавання вічномерзлих ґрунтів, осушення торфів тощо, й супроводжуються корінними змінами структури ґрунту;

підняття та осідання - деформації, що пов'язані зі зміною об'єму деяких видів глинистих ґрунтів при зміні їхньої вологості (набрякання та усадки), температури (морозне здимання та відтавання ґрунту) або дії на них хімічних речовин;

осідання земної (денної) поверхні - деформації, що спричинені гірськи-



ми виробками, пониженням рівня ґрунтових вод на великих територіях, карстово-суфозійними процесами тощо.

Вертикальні деформації основ можуть бути **рівномірними** (якщо вертикальні переміщення всіх точок ґрунтової поверхні приблизно однакові) та **нерівномірними**. Найбільш небезпечними для будівель і споруд є нерівномірні деформації. Вони можуть бути спричинені як інженерно-геологічними та гідрогеологічними факторами (різною стисливістю ґрунтів по площадці, виклинуванням та непаралельністю ґрунтових шарів, нерівномірними замочуваннями або осушеннями тощо), так і конструктивними й технологічними особливостями будівель і споруд (різними значеннями та ексцентриситетами діючих навантажень, розмірами в плані та глибиною закладання окремих фундаментів або частин споруд, порушеннями правил зведення та експлуатації будівель і споруд тощо) (див. 7.4).

Горизонтальні переміщення - деформації, пов'язані з дією горизонтальних складових зовнішніх навантажень на основу (фундаменти розпірних систем, огорожуючі споруди та ін.) або зі значними горизонтальними зрушеннями масивів ґрунту, не пов'язаними із зовнішніми навантаженнями (зсув укосів, розроблення території, просідання ґрунтів від власної ваги в межах просідної воронки тощо).

Кутові переміщення - деформації ґрунтової основи, що проявляються у вигляді випирання ґрунту з-під фундаменту при надмірних навантаженнях, зсуву стрімких укосів під дією власної ваги ґрунту або розташованих на цих укосах споруд та ін.

Формами перелічених вище сумісних деформацій будівель і споруд та їхніх основ можуть бути (рис. 7.5): абсолютне рівномірне осідання (*а*), прогин (*в*), вигин (*г*), перекошення (*д, ж*), крен фундаменту (*к*) або споруди (*з*), закручування (*л, м*), горизонтальне переміщення фундаменту або споруди вцілому (*н*).

Абсолютне рівномірне осідання (рис. 7.5, *а*) - деформації, що пов'язані з однаковим рівномірним ущільненням ґрунту основи під усією площиною фундаменту та характерні для абсолютно жорстких типів будівель і споруд, зведених на однорідних та рівномірних ґрунтах і симетрично навантажених у процесі експлуатації.

Прогин і вигин (рис. 7.5, *в, г*) - деформації, що виникають, як правило, в протяжних будівлях і спорудах, що не мають дуже великої жорсткості, і пов'язані з їхнім викривленням. При прогині найбільш небезпечна розтягнута зона знаходиться в нижній частині будівлі або споруди, при вигині - у верхній. У більшості випадків прогин менш небезпечний, ніж вигин. При прогині будівля або споруда майже ніколи не втрачає загального зв'язку й не розламується, відсутня небезпека утворення окремо розташованих блоків. Разом із тим, досвід свідчить про те, що в практиці експлуатації будівель і споруд найбільш часто спостерігається вигин.

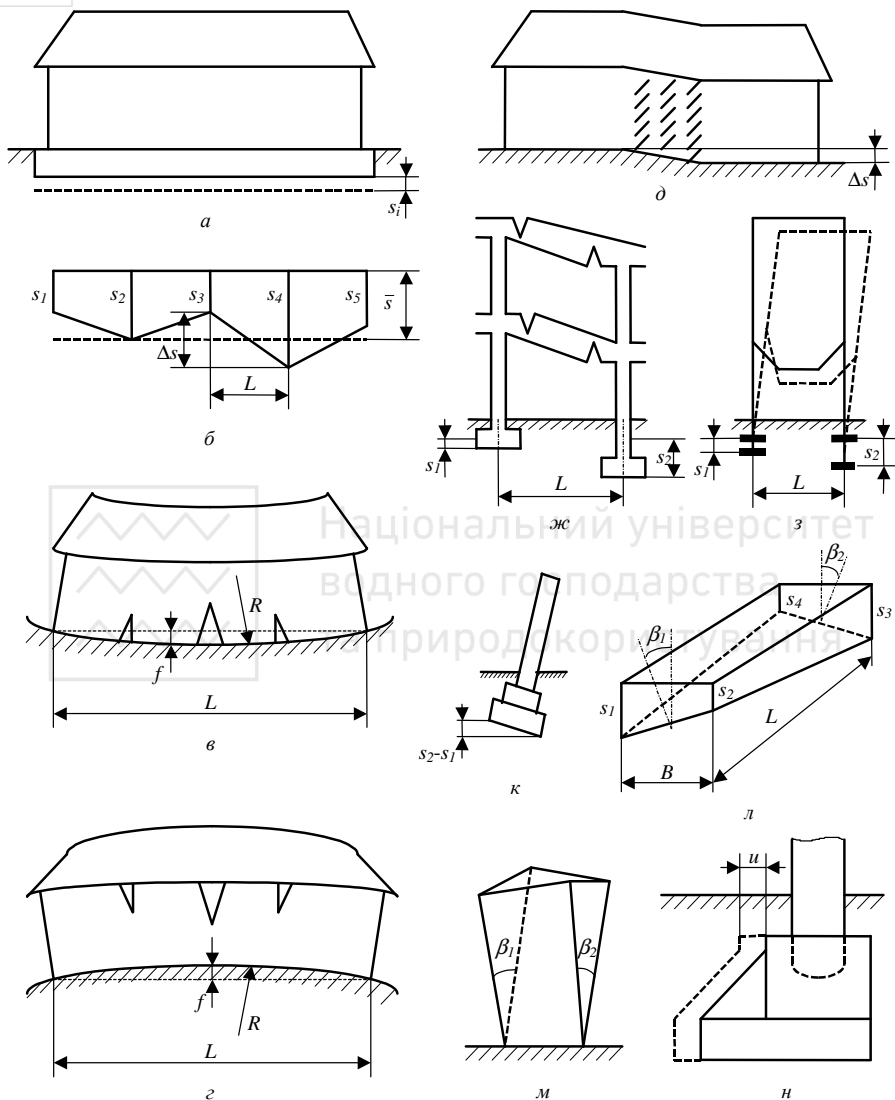


Рисунок 7.5 - Форми сумісного деформування будівель і споруд та їхніх основ:

a - абсолютне рівномірне осідання основи окремого фундаменту; *б* - середнє осідання основи будівлі або споруди, відносна нерівномірність осідання двох фундаментів; *в* - прогин; *г* - вигин; *д, ж* - перекошення; *з, к* - крен; *л, м* - закручування; *н* - горизонтальне переміщення



Перекошення будівлі або споруди (рис. 7.5,д,ж) - деформації, що виникають у конструкціях будівлі або споруди, коли різка нерівномірність осідань виявляється на окремих невеликої протяжності ділянках при збереженні відносно вертикального положення несучих конструкцій (перекошення в каркасних будівлях та ін.);

Крен будівлі або споруди (рис. 7.5,з) - повертання відносно горизонтальної осі, що проходить через центр ваги площі підшви фундаменту. Цей вид деформацій характерний для жорстких типів будівель і споруд та проявляється при несиметричному навантаженні основ або несиметричному нашаруванні ґрунтів відносно вертикалі. Найбільш небезпечний крен високих споруд (водонапірні башти, димові труби, вузькі будівлі підвищеної етажності, що мають ліфти та ін.). У цьому випадку він призводить до розвитку додаткового моменту, який, у свою чергу, спричиняє подальше збільшення крену й утрату стійкості споруди проти перекидання.

Унаслідок нерівномірного осідання крен можуть отримувати колони та стіни, жорстко не зв'язані з іншими конструкціями (рис. 7.5,к). Якщо неможливе переміщення їхньої верхньої частини в горизонтальному напрямку, то при розвитку нерівномірного осідання під окремими фундаментами в несучих конструкціях (колонах, конструкціях перекриття та ін.) виникають додаткові зусилля, які необхідно визначати при оцінці сумісної роботи конструкцій з ґрунтами основ.

Закручування (рис. 7.5,л,м) - деформації, що виникають при неоднаковому крені перерізів будівлі або споруди (як правило, великої протяжності) по їхній довжині, особливо при розвитку крену в двох перерізах у різні сторони. При цьому виді деформацій додаткові зусилля розвиваються не лише в елементах стін, але і в конструкціях перекриттів, що можуть згинатись у горизонтальному напрямку.

Горизонтальні переміщення (рис. 7.5,н) - деформації фундаментів, на які обпираються конструкції, що передають значні горизонтальні навантаження (наприклад, розпірні конструкції, підпірні стіни тощо). Такі деформації можна також спостерігати при горизонтальному переміщенні масиву ґрунту у випадку зсувів укосів, виконанні підземних розроблень території, відкопуванні котлованів біля існуючих навантажених фундаментів.

У випадку **складної** деформації будівлі або споруди внаслідок нерівномірних осідань основи її можна розкласти на окремі складові.

Зазначені сумісні деформації будівель і споруд та їхніх основ характеризуються такими величинами:

абсолютне осідання основи окремого фундаменту s_i (рис. 7.5,а,б);

середнє осідання основи будівлі або споруди $\bar{s}$, яке обчислюють за абсолютними осіданнями не менше, ніж трьох характерних фундаментів або вертикалей під будівлею чи спорудою за формулою $\bar{s} = \sum s_i A_i / A_i$, де s_i - абсолютне осідання i -го фундаменту з площею A_i (рис. 7.5,б);



відносні прогин або вигин f/L (рис. 7.5,в,з);

кривизна ділянки будівлі або споруди, що однозначно згинається, $\rho=1/R$ (рис. 7.5,в,з);

крен фундаменту будівлі (рис. 7.5,ж) або споруди в цілому $i=(s_2-s_1)/L$ (рис. 7.5,з,к);

відносний кут закручування будівлі або споруди $\theta=(\beta_1+\beta_2)/L$ (рис. 7.5,л,м); для споруди на рис. 7.5,л $\beta_1 \approx \text{tg} \beta_1 = -(s_1-s_2)/B$ і $\beta_2 \approx \text{tg} \beta_2 = (s_3-s_4)/B$;

горизонтальне переміщення фундаменту будівлі чи споруди в цілому u (рис. 7.5,н).

7.4. Нерівномірні осідання будівель і споруд, їхні причини та заходи запобігання

У загальному випадку сумарне осідання фундаменту s можна представити п'ятьма складовими:

$$s = s_{\text{ущ.}} + s_{\text{розущ.}} + s_{\text{вин.}} + s_{\text{розстр.}} + s_{\text{експл.}}, \quad (7.1)$$

де $s_{\text{ущ.}}$ - осідання, що відбувається в результаті розвитку деформацій ущільнення ґрунтів порушеної структури при збільшенні напружень внаслідок завантаження фундаменту, що розглядається, а також сусідніх фундаментів і площ; $s_{\text{розущ.}}$ - осідання за рахунок розущільнення верхніх шарів ґрунту, що залягають нижче дна котлована, унаслідок зменшення напружень при його розроблюванні та усунення гідростатичного тиску; $s_{\text{вин.}}$ - осідання внаслідок випирання ґрунту з під підшови в сторони і вгору при розвитку зон пластичних деформацій; $s_{\text{розстр.}}$ - осідання розструктурування, що розвивається внаслідок збільшення стисливості ґрунтів при порушенні їхньої природної структури під час виконання робіт; $s_{\text{експл.}}$ - осідання, зумовлене змінами напруженого стану або деформованості ґрунту основи в період експлуатації будівлі чи споруди.

Якщо під усіма точками будівлі або споруди сумарне осідання буде однакове (рівномірне осідання), то споруда переміститься по вертикалі без викривлень. Такі випадки виключно рідкі, частіше осідання нерівномірні.

Осідання ущільнення $s_{\text{ущ.}}$ дуже часто нерівномірні з таких основних причин (рис. 7.6):

виклинювання окремих шарів ґрунту основи в межах контуру будівлі або споруди (рис. 7.6,а);

лінзоподібне залягання окремих видів ґрунту (рис. 7.6,б);

неоднакова потужність шарів ґрунту в основі (рис. 7.6,в);

неоднакова стисливість ґрунту в основі або нерівномірний розподіл різн включень (торф'янистих, брил та ін.) (рис. 7.6,г);

неоднакове навантаження на фундаменти будівель і споруд, а отже, неоднакові розміри підшови окремих фундаментів при одній і тій же самій інтенсивності тисків по їхній підшві (рис. 7.6,д);

більший вплив завантаження сусідніх фундаментів на осідання фундаментів у середній частині будівлі або споруди та менший - на осідання край-

ніх і кутових фундаментів (рис. 7.6,ж);

неодноразне завантаження фундаментів у період зведення будівлі або споруди (рис. 7.6,з);

завантаження частини фундаментів навантаженням, що менше проектного (рис. 7.6,к);

закладання фундаментів на різній глибині на неоднаково стисливі ґрунти (рис. 7.6,л).

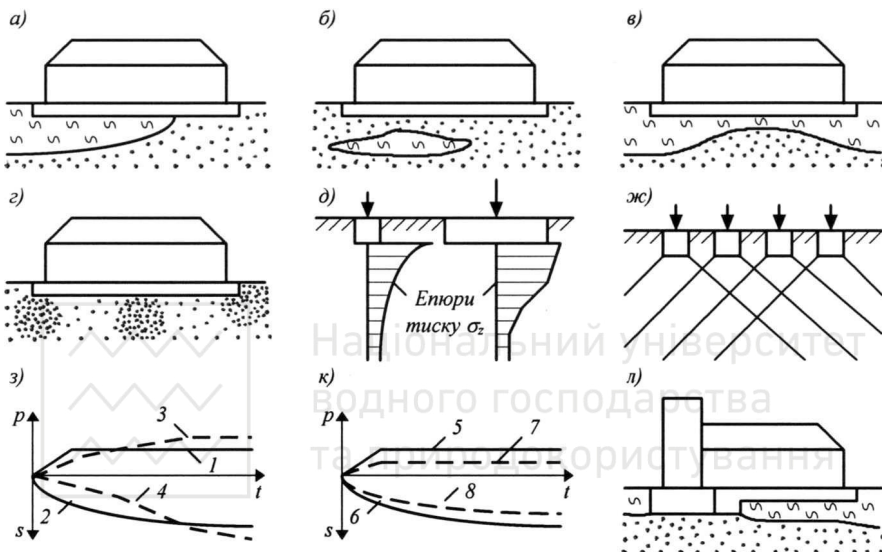


Рисунок 7.6 - Причини розвитку нерівномірних осідань ущільнення ґрунту:

а - виклинювання шарів; б - лінзоподібне залягання; в - неоднакова потужність шарів; г - нерівномірний розподіл включень; д - відмінність у напруженнях σ_z під вузьким і широким фундаментами; е - вплив завантаження сусідніх фундаментів; з - неодноразне завантаження фундаментів; ж - неповне завантаження фундаментів; и - закладання фундаментів на різній глибині на неоднаково стисливі ґрунти; й - швидке завантаження фундаменту 2 - осідання фундаменту; 3 - повільне завантаження сусіднього фундаменту; 4 - осідання сусіднього фундаменту в часі; 5 - проектне завантаження фундаменту; 6 - осідання проектно завантаженого фундаменту; 7 - неповне завантаження фундаменту; 8 - осідання неповно завантаженого фундаменту

Ці причини можуть призвести до розвитку недопустимих деформацій будівель і споруд за наявності в основі відносно стисливих шарів ґрунту, а також при великих навантаженнях, що передаються на фундаменти.

Величини очікуваних нерівномірних осідань ущільнення в більшості випадків установлюють розрахунком, якщо відоме нашарування ґрунтів і показники їхньої стисливості (коефіцієнт стисливості та модуль деформації). При малій стисливості ґрунтів основи очікувані нерівномірні осідання, як правило, не перевищують допустимих величин.

Осідання розущільнення $s_{розущ.}$ розвивається під дією наван-

таження, що не перевищує величину природного, тобто навантаження, яке дорівнює вазі вибраного ґрунту при відкопуванні котлована. Це пояснюється тим, що при видаленні ґрунту з котлована та зменшенні гідростатичного тиску відбувається розуцільнення ґрунтів. Крім того, внаслідок виникнення в основі нового напруженого стану під дією тиску ґрунту, що розташований навколо дна котлована розвиваються пружні деформації, що спричиняють нерівномірне підняття дна котлована, а в подальшому - нерівномірні осідання. Це відбувається з таких причин:

неоднакове підняття дна котлована внаслідок того ж самого, що спричиняє нерівномірні осідання ущільнення (див. рис. 7.6,а,б,в,г,л);

значніше здимання ґрунтів під центральною частиною котлована, ніж по краях і в кутах;

різна тривалість часу, впродовж якого розуцільнюються ґрунти основи під окремими частинами будівлі або споруди.

У більшості випадків при зведенні будівель і споруд на фундаментах, що мають заглиблення не більше 5 м, осідання розуцільнення незначні. Вони розвиваються переважно в період зведення самих фундаментів, влаштування зворотного засипання до зведення надземних несучих конструкцій і, як правило, не впливають на деформації надземних конструкцій. Вплив осідань розуцільнення слід враховувати при відкопуванні глибоких котлованів і влаштуванні фундаментів, вага яких разом із зворотним засипанням менша ваги вибраного з котлована ґрунту.

Осідання розуцільнення $s_{розущ.}$ може бути визначене розрахунком методами механіки ґрунтів аналогічно осіданню ущільнення, але при цьому натовість деформативних характеристик стисливості ґрунту слід приймати характеристики його розуцільненості з урахуванням фактора часу, впродовж якого ґрунти основи розвантажуються.

Осідання випирання $s_{вип.}$ розвиваються за рахунок пластичних деформацій (місцевих зсувів) ґрунтів, що супроводжуються процесом витиснення їх з-під фундаментів у сторони з подальшим випиранням уверх. Якщо напруження по підшві фундаментів не перевищують величину розрахункового опору ґрунту основи (див. 6.2 і 8.3.1), чого обов'язково вимагаються в інженерних розрахунках (див. формулу (8.5)), то осідання випирання незначні.

Причини розвитку нерівномірних осідань випирання ті ж самі, що й осідань ущільнення. Додатково нерівномірності осідань випирання можуть бути зумовлені неоднаковим опором ґрунту зсуву в зонах пластичних деформацій.

Найбільший вплив на розвиток нерівномірних осідань можуть чинити **осідання розструктурування** $s_{розстр.}$, спричинені порушенням структури ґрунтів основи при відкопуванні котлованів і влаштуванні фундаментів. Ці осідання пов'язані зі збільшенням стисливості та зменшенням опору ґрунтів зсуву при порушенні структури, тому дуже часто залежать від способу виконання земляних робіт, характеру водовідливу, тривалості робіт із

моменту початку відкопування котлована до моменту зворотного засипання ґрунту за пазухи котлована, а також від заходів, спрямованих на збереження структури ґрунтів основи.

До причин нерівномірних осідань розструктурування ґрунтів основи відносять метеорологічні впливи, впливи ґрунтових вод і газу, динамічні впливи від механізмів і грубі помилки будівельників.

У результаті **метеорологічних впливів** (рис. 7.7, а, б, в) може відбуватись:

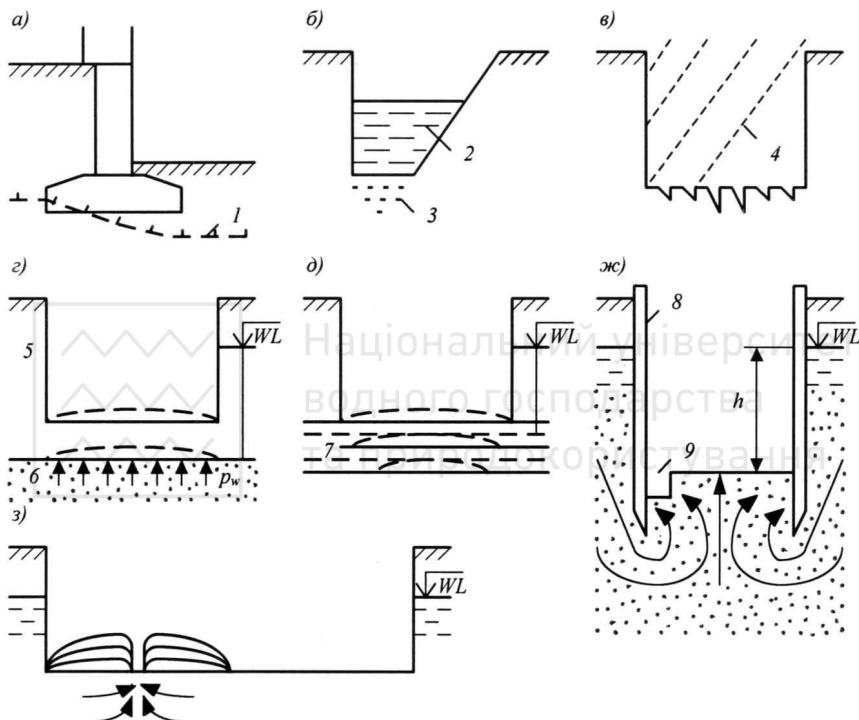


Рисунок 7.7 - Причини руйнування структури ґрунтів основи під дією метеорологічних факторів і ґрунтових вод:

а - промерзання ґрунтів під фундаментами; б - набухання та розм'якшення ґрунтів унаслідок замочування атмосферними опадами; в - висихання ґрунтів; г - деформація шару водонепроникного ґрунту гідростатичним тиском; д - деформація прошарків стрічкових глин і суглинків гідростатичним тиском; ж - розвиток гідродинамічних тисків у водопроникному ґрунті; з - суфозія ґрунту з основи; 1 - границя промерзання; 2 - вода в котловані; 3 - зона розм'якшення; 4 - сонячна радіація; 5 - водонепроникний ґрунт; 6 - водопроникний ґрунт; 7 - ґрунт із значною поздовжньою водопроникністю (у 50...100 разів більше, ніж у поперечному напрямку); 8 - шпунт, занурений у шар водонепроникного ґрунту; 9 - прямик котлована для відведення води

а - **здимання** при промерзанні та **просідання** при відтаванні ґрунтів в основі й біля фундаментів як при влаштуванні фундаментів, так і при зведенні



б - **набрякання** та **розм'якшення** ґрунтів основи внаслідок замочування атмосферними опадами;

в - **висихання** ґрунтів основи під дією сонячної радіації та вітру (висихання глинистих ґрунтів супроводжується їхньою усадкою).

Унаслідок **впливів ґрунтових вод і газу** (рис. 7.7, *з, д, ж, з*) розструктурування ґрунту може відбуватись:

з, д - у результаті деформації та руйнування шарів ґрунту під дією гідростатичного тиску;

ж - під впливом гідродинамічного тиску;

з - унаслідок механічної суфозії ґрунту потоками ґрунтових вод, що надходять у котловани та приямки.

Розструктурування спостерігають також у результаті розширення та виділення розчиненого газу при зменшенні гідростатичного тиску в ґрунтовій воді.

Динамічні впливи від механізмів можуть призвести до суттєвого порушення структури ґрунту нижче дна котлована. До динамічних впливів особливо чутливі водонасичені пілуваті піски та глинисті ґрунти (пухкі піски, супіски, суглинки, стрічкові глини тощо). З метою збереження природної структури вказаних ґрунтів їх розробляють легкими механізмами. Крім того, на дні котлована залишають захисний шар ґрунту, який видаляють вручну або дуже легкими землерийними машинами.

Крім зазначених вище причин, іноді має місце порушення структури ґрунтів основи внаслідок **грубих помилок будівельників**. До них частіше всього відносять: перебір ґрунту та неякісне його зворотнє укладання; розроблення глибоких котлованів біля фундаментів, що мають суттєво меншу глибину закладання; передчасне відкопування котлованів; затоплення котлована водою та ін.

Причини розвитку **осідань під час експлуатації** *Секспл.* об'єднують у п'ять груп.

Ущільнення ґрунтів після початку експлуатації будівлі або споруди. Вони зазвичай зумовлені:

незакінченою фільтраційною консолідацією та деформаціями повзучості ґрунтів;

поступовим збільшенням корисного навантаження до проектної величини; збільшенням навантаження понад проектне.

Зміни положення рівня ґрунтових вод. При суттєвому пониженні рівня ґрунтових вод може відбуватись ущільнення слабких глинистих ґрунтів через усунення зважуючої дії води. При збільшенні цього рівня основа додатково зводжується, внаслідок чого ґрунти, раніше ненасичені водою, можуть частково втратити свою міцність (зчеплення) та ущільнитись; лесові ґрунти можуть отримати значні деформації, пов'язані з просіданням, а деякі глини, навпаки, збільшитись в об'ємі та спричинити підняття фундаменту. Дуже часто підвищення рівня ґрунтових вод пов'язане з проникненням у ґрунт атмосфер-



них, господарських і виробничих вод (аварії напірних трубопроводів, каналізаційних колекторів тощо). Підняття рівня ґрунтових вод вище підшови фундаменту може призвести до руйнування бетону та корозії арматури в агресивному середовищі.

Послаблення ґрунтів основи підземними та котлованими виробками. Осідання фундаментів існуючих будівель і споруд можуть відбуватись при тунельних проходках водоводів, каналізаційних колекторів, а також при розроблюванні траншей і котлованів нижче підшови фундаментів. У таких випадках застосовують відповідні кріплення, які усувають вертикальні та горизонтальні переміщення ґрунтів основ.

Динамічні впливи на ґрунти основ. Динамічні впливи можуть виникати від роботи машин і обладнання в самій будівлі або споруді (токальні станки, вентилятори, електродвигуни, механізми зі зворотно-поступальним рухом та ін.) або поблизу них, руху транспорту, виконання будівельних робіт біля фундаментів існуючих будівель і споруд (забивання шпунту, паль, розпушування мерзлого ґрунту та ін.), виконання гірських виробок вибухами, сейсмічної активності тощо.

При певному рівні динамічних впливів може відбуватись ущільнення, інколи провального характеру, пухких пісків малого ступеня водонасичення та малозв'язних глинистих ґрунтів. Пухкі піски середнього ступеня водонасичення та насичені водою можуть утратити міцність, перетворившись навіть при незначних динамічних впливах у повністю розріджену пливунну масу (див. 3.3), що може спричинити додаткові, буває аварійного характеру, вертикальні деформації (просідання) фундаментів існуючих будівель і споруд.

Характер і ступінь динамічних впливів на ґрунти оцінюють за результатами спеціальних досліджень.

Активність геодинамічних процесів. До найбільш інтенсивних геодинамічних процесів, що спричиняють вертикальні та горизонтальні переміщення фундаментів відносять карсти, зсуви й землетруси. Такого роду процеси прогнозують за допомогою методів інженерної геології.

Для запобігання нерівномірним осіданням фундаментів будівель і споруд у кожному конкретному випадку виконують спеціальні заходи, серед яких найбільш поширені:

улаштування фундаментів із різною глибиною закладання (рис. 7.8,а) та різною шириною (рис. 7.8,б);

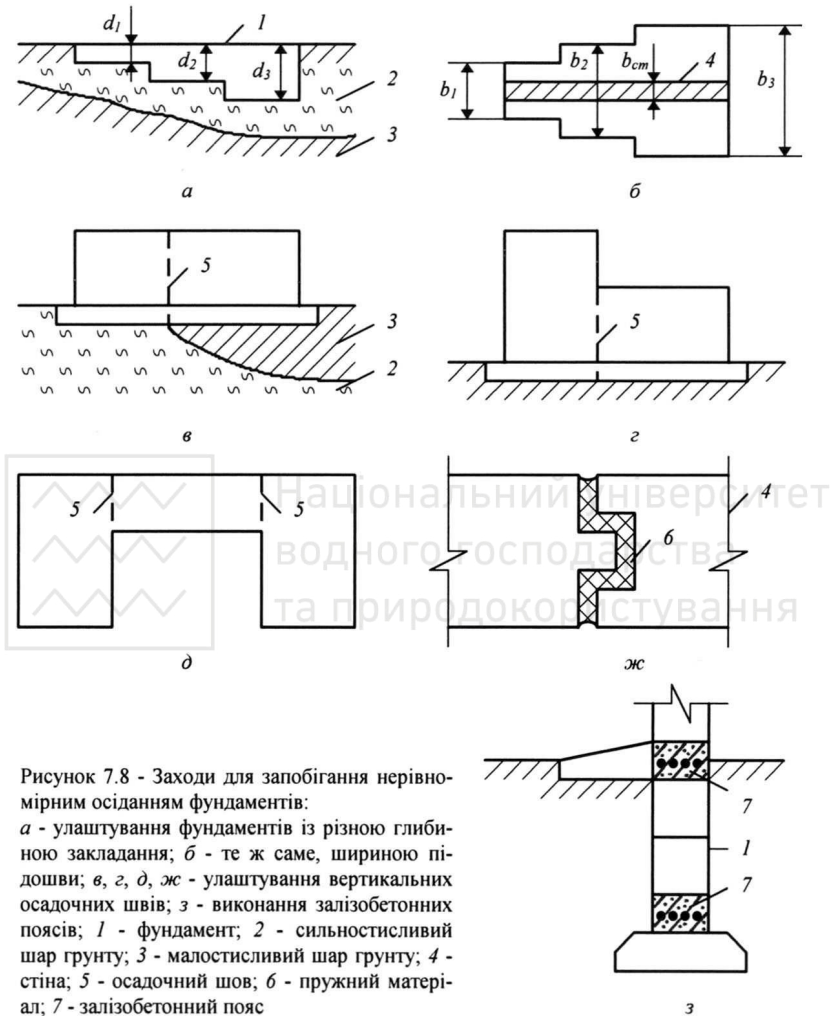
раціональне компонування будівель і споруд по висоті та в плані з метою досягнення рівномірної передачі навантаження на основу;

використання при гнучких типах будівель і споруд різних надземних несучих та огорожувальних конструкцій;

улаштування вертикальних осадочних швів для забезпечення самостійності осідань окремих частин будівель і споруд (рис. 7.8,в,г,д,ж);

виконання при абсолютно жорстких і зі скінченною жорсткістю типах

будівель і споруд залізобетонних поясів по уступу фундаменту та в стінах для можливості перерозподілу тиску по його підшві (рис. 7.8,з).



7.5. Навантаження на будівлі й споруди та їхні сполучення

Навантаження - це механічна дія, мірою якої є сила, що характеризує величину й напрямок цієї дії та спричиняє зміну напружено-деформованого стану конструкцій будівель і споруд та їхніх основ.

Якщо навантаження розподілене (рівномірно або нерівномірно) по по-



верхні конструкції чи основи, його називають **розподіленням**. Навантаження, що діє на досить обмежену площу, має назву **зосередженого**.

Відповідно до чинних норм усі навантаження та впливи, що передаються на фундаменти будівель і споруд, залежно від тривалості їхньої дії поділяють на постійні та тимчасові.

До **постійних** відносять навантаження й впливи, які при будівництві та в процесі експлуатації будівель і споруд діють і проявляються постійно. До них відносять власну вагу частин і конструкцій будівель, споруд і постійного гідроенергетичного й технологічного обладнання (гідроагрегати, трансформатори, затвори та ін.); власну вагу та тиск ґрунтів (насипи, засипання), гірський тиск; дію попереднього напруження конструкцій; гідростатичний і поровий тиски води при нормальній роботі споруди.

Тимчасові навантаження та впливи поділяють на такі:

тривалі - власна вага перегородок; власна вага стаціонарного обладнання (станків, апаратів, двигунів, ємностей, трубопроводів, постійних підйомних машин та ін.); тиск газів, рідин і сипких тіл у ємностях і трубопроводах у процесі їхньої експлуатації; навантаження на перекриття в складських приміщеннях, холодильниках, зерносховищах, архівах і подібних будівлях і приміщеннях; температурні технологічні впливи від стаціонарного обладнання; впливи нерівномірних деформацій основи, що не супроводжуються зміною структури ґрунту; вага шару води на водонаповнених плоских покриттях; впливи усадки та повзучості тощо;

короткочасні - вага людей, деталей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту обладнання; навантаження, що виникають при виготовленні, перевезенні й зведенні будівельних конструкцій, при монтажі та переустановленні обладнання, короткочасні навантаження від ваги насипного ґрунту; хвильові та пульсаційні впливи; навантаження від рухомого підйомно-транспортного обладнання (мостових і підвісних кранів, тельферів та ін.), що використовують при зведенні та експлуатації будівель і споруд; снігові, вітрові та гололідні навантаження; температурні кліматичні впливи тощо;

особливі - сейсмічні та вибухові впливи; навантаження, що спричинені різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовою несправністю або поломкою обладнання; впливи нерівномірних деформацій основ, що супроводжуються зміною структури ґрунту (наприклад, деформації просідних ґрунтів при замочуванні або вічномерзлих ґрунтів при відтаванні), впливи деформацій змної поверхні в районах гірських виробок і в карстових районах; додаткові гідростатичні й фільтраційні тиски при форсованих рівнях та порушеннях роботи протифільтраційних і дренажних обладнань.

Розрізняють навантаження нормативні та розрахункові.

Основними характеристиками навантажень і впливів є їхні нормативні значення. **Нормативні навантаження** - це найбільші величини зовнішніх навантажень і впливів, які допускаються для нормальної експлуа-

тації будівель та споруд і встановлюються відповідними нормативними документами за очікуваними найбільшими значеннями для передбачених умов експлуатації будівель і споруд або виконання робіт із їхнього зведення (для тимчасових навантажень) або за проектними значеннями геометричних параметрів конструкцій і середніми значеннями об'ємної ваги матеріалів (для постійних навантажень). Нормативні значення ваги конструкцій заводського виготовлення та обладнання належить визначати згідно зі стандартами або каталогами, робочими кресленнями, паспортними даними заводів-виробників.

На практиці всі навантаження тою чи іншою мірою мають властивість мінливості, тобто їхні значення можуть бути меншими або більшими від установлених нормативних значень. Ці можливі відхилення враховують при проектуванні **коефіцієнтом надійності за навантаженням** γ , який у розрахунках за деформаціями приймають таким, що дорівнює 1,0 для всіх видів навантажень, а в розрахунках за міцністю та стійкістю встановлюють відповідними нормативними документами диференційовано залежно від призначення будівель і споруд, виду навантаження, конструкцій і матеріалів. Таким чином, **розрахункові навантаження** - це нормативні навантаження, помножені на відповідні коефіцієнти надійності за навантаженням

$$q = q_n \gamma_f, \quad (7.2)$$

де q і q_n - відповідно значення розрахункового та нормативного навантажень.

Для навантажень від маси будівельних конструкцій і ґрунтів коефіцієнти надійності за навантаженням наведені в табл. 7.1.

Таблиця 7.1 - Коефіцієнти надійності за навантаженням γ для навантажень від маси будівельних конструкцій і ґрунтів

Конструкції будівель і споруд та вид ґрунтів	γ
Конструкції:	
металеві	1,05
бетонні (із середньою щільністю понад 1600 кг/м^3), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,1
бетонні (із середньою щільністю 1600 кг/м^3 і менше), ізоляційні, вирівнюючі та опоряджувальні шари, що виконуються	
в заводських умовах	1,2
на будівельному майданчику	1,3
Ґрунти:	
у природному заляганні	1,1
насіпні	1,15

Для рівномірно розподілених тимчасових навантажень p на перекриття, сходи та підлоги на ґрунтах коефіцієнт надійності за навантаженням приймають:

$\gamma=1,3$ - при повному нормативному значенні $p < 2,0 \text{ кПа}$;

$\gamma=1,2$ - те ж саме, $p \geq 2,0 \text{ кПа}$.

Для снігового та вітрового навантажень приймають $\gamma=1,4$, для навантажень від мостових і підвісних кранів - $\gamma=1,1$.

Для того щоб зібрати навантаження на фундамент стіни або колони, спочатку визначають **вантажну площу**, тобто площу перекриттів і покриття, що прилягають до цієї стіни або колони та передають на них навантаження від своєї маси (вага конструкцій) і тимчасових навантажень (рис. 7.9).

На фундамент несучих стін передається навантаження лише від маси стіни (вантажна площа A_1 на рис. 7.9,а).

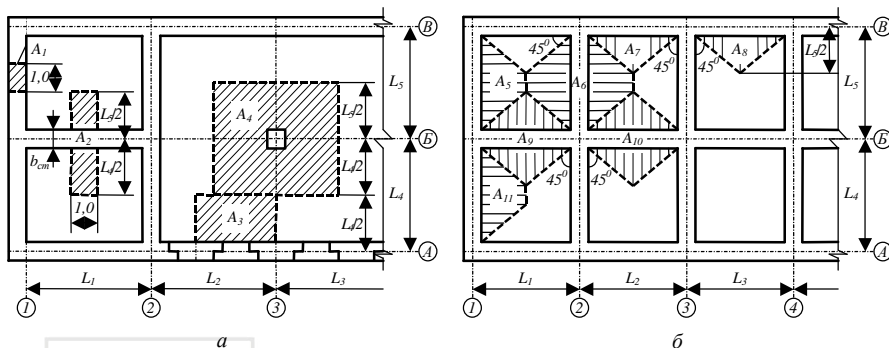


Рисунок 7.9 - Схема підрахунку навантаження на відповідні вантажні площі, що передають навантаження на уступ фундаменту:

а - для випадку поздовжніх несучих стін; б - для випадку поздовжніх і поперечних несучих стін

Якщо в будинку є внутрішні несучі стіни (7.9,а), то вантажна площа

$$A_2 = (L_4/2 + L_5/2 - b_{cm}) \times l.$$

Для зовнішніх поздовжніх несучих стін із метою полегшення відррахування віконних прорізів збір навантажень ведуть, зазвичай, на відрізок стіни поміж осями суміжних вікон. Щоб визначити навантаження на 1 м довжини фундаменту, ділять отримане навантаження на довжину розглядуваного відрізка стіни (вантажна площа A_3 на рис. 7.9,а).

Якщо плити перекриттів оперті по контуру, то вантажну площу утворюють діленням кутів перекритого приміщення бісектрисою (рис. 7.9,б). Вантажна площа в цьому випадку може мати форму трикутника, квадрата, трапеції або шестикутника. Величину її обчислюють за відповідними кожній фігурі формулами. Так, наприклад,

$$A_5 = \left\{ \left[L_5 + (L_5 - 2 L_1/2) \right] / 2 \right\} \times L_1/2 = L_1 (2 L_5 - L_1) / 4,$$

$$A_8 = (L_3 \times L_3/2) / 2 = L_3^2 / 4$$

і т. д. Навантаження на 1 м довжини фундаменту отримують діленням навантаження від усієї вантажної площі, включаючи вагу стіни, на величину відрізка стіни, на яку оперта плита перекриття.

При проектуванні основ і фундаментів слід урахувувати одночасну дію різних навантажень у найбільш несприятливих їхніх комбінаціях (сполучен-



нях) під час будівництва та експлуатації будівель і споруд. У зв'язку з цим розрізняють:

основні сполучення навантажень, що складаються з постійних і лише тривалих та короточасних тимчасових навантажень;

особливі сполучення навантажень, куди входять постійні, тимчасові тривалі, можливі тимчасові короточасні та одне з тимчасових особливих навантажень.

Зменшення ймовірності одночасного перевищення декількома тимчасовими короточасними навантаженнями їхніх розрахункових значень порівняно з ймовірністю перевищення одним навантаженням його розрахункового значення враховують **коефіцієнтом сполучень ψ** . На цей коефіцієнт залежно від умов роботи та прийнятої розрахункової схеми, множать розрахункові навантаження, прикладені до всієї будівлі, або споруди, або їхніх окремих конструкцій і елементів.

При розрахунку основ і конструкцій на основні сполучення, що містять постійні навантаження та одне тимчасове навантаження (тривале або короточасне), величину останнього приймають без зниження. При урахуванні сполучень, що містять постійні та не менше двох тимчасових навантажень, розрахункові значення тимчасових навантажень або відповідних їм зусиль множать на коефіцієнти сполучень, які дорівнюють:

в основних сполученнях - для тривалих навантажень $\psi=0,95$; для короточасних $\psi=0,9$;

в особливих сполученнях - для тривалих навантажень $\psi=0,95$; для короточасних $\psi=0,8$; особливе навантаження приймають без зниження.

7.6. Нормативні та розрахункові характеристики ґрунтів

Основними параметрами механічних властивостей ґрунтів, що визначають несучу здатність основ фундаментів та їхні деформації, є нормативні значення міцнісних і деформативних характеристик ґрунтів (кута внутрішнього тертя φ , питомого зчеплення c , коефіцієнта стисливості m_0 , модуля деформації E , коефіцієнта фільтрації k_f , опору одноосьовому стиску R_c скельних ґрунтів тощо). Допускається застосовувати й будь-які інші параметри, що характеризують взаємодію фундаментів із ґрунтом основи та встановлені дослідним шляхом (питомі сили здимання при промерзанні, коефіцієнти жорсткості основи та ін.).

За **нормативні значення характеристик ґрунту** або параметрів, що характеризують взаємодію фундаментів із ґрунтом основи, X_n приймають середні арифметичні значення результатів однойменних часткових визначень досліджуваних величин, котрі складають випадкові (незакономірні) вибірки в межах кожного виділеного на будівельному майданчику інженерно-геологічного елемента (ІГЕ) - об'єму ґрунту одного й того ж



$$X_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i; \quad (7.3)$$

де n - кількість однойменних часткових визначень досліджуваних характеристики або параметра (повинна бути не менша шести; для модуля загальної деформації ґрунтів, визначеного в польових умовах штампом, можна обмежитись трьома або й двома випробуваннями, якщо вони відхиляються від середнього арифметичного значення не більше ніж на 25%); X_i - часткові значення досліджуваних характеристик або параметрів, які отримують за результатами окремих i -их дослідів.

При переході до значень, які застосовують у розрахунках основ і фундаментів, беруть до уваги, що нормативні (середні арифметичні) значення можуть містити похибку, яка має бути вилучена. Ці можливі відхилення від нормативних величин у несприятливий бік враховують **коефіцієнтом надійності за ґрунтом** γ_g , а **розрахункові значення характеристик** або параметрів **ґрунту** X отримують діленням їхніх нормативних значень X_n на коефіцієнт надійності:

$$X = X_n / \gamma_g. \quad (7.4)$$

Унаслідок неоднорідності ґрунту його фізико-механічні властивості в межах навіть одного ПГЕ є несталими, тому для отримання більш достовірних величин визначення будь-якої характеристики або параметра ґрунту виконують багаторазово та встановлюють на підставі статистичної обробки результатів випробувань згідно з чинним державним стандартом.

Статистичну обробку дослідних даних починають із перевірки на вилучення можливих грубих похибок (відскоків). Вилучати необхідно часткові максимальні та мінімальні значення X_i , для яких виконується умова

$$|X_n - X_i| > \nu S, \quad (7.5)$$

де ν - статистичний критерій, який приймають за табл. 7.2 залежно від кількості визначень n ; S - середнє квадратичне відхилення характеристики або параметра, яке обчислюють за формулою

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_n - X_i)^2}. \quad (7.6)$$

Таблиця 7.2 - Значення статистичного критерію ν

Кількість визначень n	ν	Кількість визначень n	ν	Кількість визначень n	ν
3	1,41	13	2,56	23	2,84
4	1,71	14	2,60	24	2,86
5	1,92	15	2,64	25	2,88
6	2,07	16	2,67	30	2,96
7	2,18	17	2,70	35	3,02
8	2,27	18	2,73	40	3,07
9	2,35	19	2,75	45	3,12
10	2,41	20	2,78	50	3,16
11	2,47	21	2,80		
12	2,52	22	2,82		



Після усунення грубих похибок для дослідних даних, що залишилися, заново обчислюють X_n і S за формулами відповідно (7.3) і (7.6).

Далі визначають коефіцієнт варіації V характеристики або параметра та показник точності їхніх середніх значень ρ_α відповідно з виразів

$$V = S/X_n; \quad (7.7)$$

$$\rho_\alpha = t_\alpha V / \sqrt{n}, \quad (7.8)$$

де t_α - коефіцієнт, який приймають за табл. 7.3 залежно від заданої довірчої ймовірності (надійності) α та числа ступенів свободи $k=n-1$.

Відповідно до чинних будівельних норм довірчу ймовірність α розрахункових значень характеристик або параметрів ґрунтів для розрахунків основ за несучою здатністю приймають $\alpha=0,95$, за деформаціями - $\alpha=0,85$. Для ґрунтів основ опор мостів і трубопроводів під насипами при розрахунках основ за несучою здатністю приймають $\alpha=0,98$, за деформаціями - $\alpha=0,9$. В окремих випадках при відповідному обґрунтування допускається приймати більші значення довірчої ймовірності, але не більше 0,99.

Т а б л и ц я 7.3 - Значення коефіцієнта t_α при довірчій ймовірності α

Число ступенів свободи k	Значення коефіцієнта t_α при довірчій ймовірності α , яка дорівнює					
	0,85	0,90	0,95	0,975	0,98	0,99
3	1,25	1,64	2,35	3,18	3,45	4,54
4	1,19	1,53	2,13	2,78	3,02	3,75
5	1,16	1,48	2,01	2,57	2,74	3,36
6	1,13	1,44	1,94	2,45	2,63	3,14
7	1,12	1,41	1,90	2,37	2,54	3,00
8	1,11	1,40	1,86	2,31	2,49	2,90
9	1,10	1,38	1,83	2,26	2,44	2,82
10	1,10	1,37	1,81	2,23	2,40	2,76
11	1,09	1,36	1,80	2,20	2,36	2,72
12	1,08	1,36	1,78	2,18	2,33	2,68
13	1,08	1,35	1,77	2,16	2,30	2,65
14	1,08	1,34	1,76	2,15	2,28	2,62
15	1,07	1,34	1,75	2,13	2,27	2,60
16	1,07	1,34	1,75	2,12	2,26	2,58
17	1,07	1,33	1,74	2,11	2,25	2,57
18	1,07	1,33	1,73	2,10	2,24	2,55
19	1,07	1,33	1,73	2,09	2,23	2,54
20	1,06	1,32	1,72	2,09	2,22	2,53
25	1,06	1,32	1,71	2,06	2,19	2,49
30	1,05	1,31	1,70	2,04	2,17	2,46
40	1,05	1,30	1,68	2,02	2,14	2,42
60	1,05	1,30	1,67	2,00	2,12	2,39

За відомого показника точності ρ_α коефіцієнт надійності за ґрунтом γ_g обчислюють за формулою

$$\gamma_g = 1 / (1 \pm \rho_\alpha). \quad (7.9)$$

Знак у формулі (7.9) перед величиною ρ_α приймають таким, щоб забезпечити більшу надійність виконуваного розрахунку основи чи фундаменту будівлі або споруди: наприклад, для частини ґрунту, що чинить активний тиск на



підпiрну стiну та щiльнiсть якого враховують iз коефiцiєнтом надiйностi за навантаженням $\gamma > 1$, коефiцiєнт надiйностi за ґрунтом обчислюють iз знаком “плюс” при ρ_{α} а для пасивного тиску (вiдпору) - iз знаком “мiнус”).

Знаючи нормативнi величини характеристик або параметрiв ґрунту та вiдповiднi коефiцiєнти надiйностi, за виразом (7.4) знаходять iхнi розрахунковi значення.

Наведену статистичну обробку застосовують для бiльшостi характеристик i параметрiв ґрунтiв - щiльностi та модуля деформацiї нескельних ґрунтiв, межi мiцностi на одноосовий тиск скельних ґрунтiв, вiдносних деформацiй просiдання та набрякання глинистих ґрунтiв тощо.

Методика статистичної обробки при визначенні нормативних значень кута внутрішнього тертя φ_n i питомого зчеплення c_n має деякі особливості. Так, при випробуваннях ґрунту на одноплощинний зсув (див. 2.4.2) ці величини визначають по нормативній залежності $\tau_{u,i} = \sigma_i \operatorname{tg} \varphi_n + c_n$ (де σ_i - нормальне до площини зсуву стискаюче напруження, $\tau_{u,i}$ - опір ґрунту зсуву), обчислюваної методом найменших квадратів по всіх n визначеннях $\tau_{u,i}$ при певних σ_i у межах виділеного ПГЕ. Вiдповiдно до чинного державного стандарту число n сукупних пар дослiдних значень σ_i i $\tau_{u,i}$ повинно бути не менше шести, причому для кожного зi значень σ_i слiд виконувати не менше трьох повторних дослiдiв iз визначення $\tau_{u,i}$. Розрахунки виконують за формулами

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{n \sum_{i=1}^n \tau_{u,i} \sigma_i + \sum_{i=1}^n \tau_{u,i} \sum_{i=1}^n \sigma_i}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2}; \quad (7.10)$$

$$c_n = \frac{1}{n} \left(\sum_{i=1}^n \tau_{u,i} - \operatorname{tg} \varphi_n \sum_{i=1}^n \sigma_i \right). \quad (7.11)$$

Якщо при обчисленні за формулою (7.11) виявиться $c_n < 0$, то приймають $c_n = 0$, а $\operatorname{tg} \varphi_n$ визначають за виразом

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_{u,i} \sigma_i}{\sum_{i=1}^n \sigma_i^2}. \quad (7.12)$$

Далі визначають середнє квадратичне вiдхилення S_τ опору зсуву за формулою

$$S_\tau = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n \left(\sigma_i \operatorname{tg} \varphi_n + c_n - \tau_{u,i} \right)^2}. \quad (7.13)$$



В останньому виразі (7.13) слід замінити $n-2$ на $n-1$, якщо $c_n=0$, а $\operatorname{tg} \varphi_n$ обчислений за формулою (7.12).

Статистичну перевірку для усунення можливих помилок у значеннях $\tau_{u,i}$ виконують аналогічно, як це було описано вище для інших характеристик і параметрів ґрунтів. Тут усувають ті значення $\tau_{u,i}$, що найбільше відхиляються від нормативної залежності $\tau_{u,i,n} = \sigma_i \operatorname{tg} \varphi_n + c_n$ і для яких виконується умова (7.5), при цьому в (7.5) натомість X_i , X_n і S слід підставити величину $\tau_{u,i}$, яку перевіряють, відповідне $\tau_{u,i}$ значення $\tau_{u,i,n}$ і знайдену за (7.13) величину S_τ .

Якщо будь-яке значення $\tau_{u,i}$ буде усунене, слід заново обчислити величини $\operatorname{tg} \varphi_n$, c_n і S_τ за дослідними даними, що залишились.

Зауважити, що розрахункові значення $\operatorname{tg} \varphi$ і c слід обчислювати з урахуванням заданого діапазону нормальних до площини зсуву стискаючих напружень $\sigma_{\min} \dots \sigma_{\max}$, який приймають за вказівками норм проектування різних видів будівель і споруд. За відсутністю такої інформації слід приймати $\sigma_{\min}$ і $\sigma_{\max}$ такими, що дорівнюють мінімальному та максимальному нормальним стискаючим напруженням, що мають місце при випробуванні ґрунту на зсув.

Отже, далі визначають нормативні значення опору ґрунту зсуву $\tau_{u,\min}$ і $\tau_{u,\max}$, а також величини напівдовжин спільних довірчих інтервалів $\delta_{\tau,\min}$ і $\delta_{\tau,\max}$ при значеннях нормальних стискаючих напружень $\sigma_i = \sigma_{\min}$ і $\sigma_i = \sigma_{\max}$ відповідно за формулами

$$\tau_{u,\frac{\min}{\max}} = \sigma_{\frac{\min}{\max}} \operatorname{tg} \varphi_n + c_n; \quad (7.14)$$

$$\delta_{\tau,\frac{\min}{\max}} = \frac{V_{\alpha,\lambda} S_\tau}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{n \left(\frac{\sigma_{\min}}{\max} - \bar{\sigma} \right)^2}{\sum_{i=1}^n (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}}, \quad (7.15)$$

де λ - параметр, що враховує величину діапазону $\sigma_{\min} \dots \sigma_{\max}$ і обчислюється за виразом

$$\lambda = \sqrt{0,5 \left(1 - \frac{1 + nGD}{\sqrt{(1 + nG^2)(1 + nD^2)}} \right)}, \quad (7.16)$$

тут

$$G = \frac{\sigma_{\min} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}} \quad (7.17) \quad \text{і} \quad D = \frac{\sigma_{\max} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}} \quad (7.18);$$

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \sigma_i; \quad (7.19)$$

$V_{\alpha\lambda}$ - коефіцієнт, який приймають за табл. 7.4 залежно від заданої довірчої ймовірності α параметра λ і числа ступенів свободи $k=n-2$.

Таблиця 7.4 - Значення коефіцієнта $V_{\alpha\lambda}$ при довірчій ймовірності $\alpha=0,95$

$\lambda \backslash k$	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1,0
3	2,94	2,98	3,02	3,05	3,09	3,11	3,14	3,16	3,17	3,17	3,19
4	2,61	2,64	2,67	2,70	2,72	2,74	2,75	2,76	2,77	2,78	2,78
5	2,44	2,47	2,49	2,51	2,53	2,54	2,55	2,56	2,57	2,57	2,57
6	2,34	2,36	2,38	2,40	2,41	2,43	2,44	2,44	2,45	2,45	2,45
7	2,27	2,29	2,31	2,33	2,34	2,35	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36
8	2,22	2,24	2,26	2,27	2,28	2,29	2,30	2,30	2,31	2,31	2,31
9	2,18	2,20	2,22	2,23	2,24	2,25	2,26	2,26	2,26	2,26	2,26
10	2,15	2,17	2,19	2,20	2,21	2,22	2,22	2,23	2,23	2,23	2,23
11	2,13	2,15	2,16	2,17	2,18	2,19	2,20	2,20	2,20	2,20	2,20
12	2,11	2,13	2,14	2,15	2,16	2,17	2,18	2,18	2,18	2,18	2,18
13	2,09	2,11	2,12	2,14	2,15	2,15	2,16	2,16	2,16	2,16	2,16
14	2,08	2,10	2,11	2,12	2,13	2,14	2,14	2,14	2,15	2,15	2,15
15	2,07	2,08	2,10	2,11	2,12	2,12	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13
16	2,06	2,07	2,09	2,10	2,11	2,11	2,12	2,12	2,12	2,12	2,12
17	2,05	2,06	2,08	2,09	2,10	2,10	2,11	2,11	2,11	2,11	2,11
18	2,04	2,06	2,07	2,08	2,09	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10	2,10
19	2,03	2,05	2,06	2,07	2,08	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09	2,09
20	2,03	2,04	2,06	2,07	2,08	2,08	2,08	2,09	2,09	2,09	2,09
25	2,00	2,02	2,03	2,04	2,05	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06
30	1,99	2,00	2,02	2,03	2,03	2,04	2,04	2,04	2,04	2,04	2,04
40	1,97	1,99	2,00	2,01	2,01	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02
60	1,95	1,97	1,98	1,99	1,99	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00

Розрахункові значення опору ґрунту зсуву $\tau_{u,min}$ і $\tau_{u,max}$ при нормальних стискаючих напруженнях відповідно $\sigma_i = \sigma_{min}$ і $\sigma_i = \sigma_{max}$, а також коефіцієнти надійності за ґрунтом $\gamma_{g,tg\varphi}$ і $\gamma_{g,c}$ відповідно для $tg\varphi$ і c обчислюють за формулами

$$\tau_{u,min} = \tau_{u,max;n} - \delta_{\tau_{u,max}}; \quad (7.20)$$

$$\gamma_{g,tg\varphi} = \gamma_{g,c} = \frac{\tau_{u,min;n} + \tau_{u,max;n}}{\tau_{u,min} + \tau_{u,max}}. \quad (7.21)$$

Якщо виявиться, що $\tau_{u,min}/\sigma_{min} < \tau_{u,max}/\sigma_{max}$, то натомість формули (7.21) слід застосовувати вираз

$$\gamma_{g,tg\varphi} = \gamma_{g,c} = \frac{(\tau_{u,min;n} + \tau_{u,max;n})\sigma_{max}}{\tau_{u,max}(\sigma_{min} + \sigma_{max})}. \quad (7.22)$$

За відомих нормативних величин характеристик ґрунту $tg\varphi_n$ і c_n та відповідних коефіцієнтів надійності $\gamma_{g,tg\varphi}$ і $\gamma_{g,c}$ за виразом (7.4) знаходять їхні розрахункові значення.

Зауважимо, що методика статистичної обробки результатів випробувань ґрунтів на зсув при триосовому стиску (див. 2.4.4) має свої особливості, знайти її можна у зазначеному державному стандарті.



Для попередніх розрахунків основ, а також для остаточних розрахунків основ будівель і споруд II та III класів відповідальності* та опор повітряних ліній електропередач нормативні значення кута внутрішнього тертя φ_n , питомого зчеплення c_n і модуля деформації E допускається приймати за таблицями будівельних норм. Розрахункові значення характеристик у цьому випадку обчислюють при таких значеннях коефіцієнтів надійності за ґрунтом:

- у розрахунках основ за деформаціями $\gamma_g=1$;
- у розрахунках основ за несучою здатністю:
 - для питомого зчеплення $\gamma_{g(c)}=1,5$;
 - для кута внутрішнього тертя пісків $\gamma_{g(\varphi)}=1,1$;
 - те ж саме, глинистих ґрунтів $\gamma_{g(\varphi)}=1,15$;

7.7. Граничні стани основ і фундаментів будівель та споруд

Проектування основ і фундаментів будівель та споруд, як і будь-яких будівельних конструкцій, ведуть за граничними станами.

Граничними станами основ, фундаментів і надфундаментних конструкцій будівель та споруд називають стани, із настанням яких вони перестають задовольняти поставленим до них експлуатаційним вимогам. Стан основ як граничний можна характеризувати лише в тому випадку, якщо він спричиняє перехід у граничний стан надфундаментних конструкцій. Тому основна задача при проектуванні основ і фундаментів будівель та споруд - не допустити граничних станів надфундаментних конструкцій як у період будівництва, так і впродовж усього терміну їхньої служби.

З огляду на це основні вимоги до проектування основ і фундаментів за граничними станами полягають у тому, щоб напруження, деформації та переміщення основи, фундаментів, надфундаментних конструкцій та будівлі або споруди в цілому не перевищували встановлених будівельними нормами небезпечних для умов зведення та експлуатації граничних величин.

Відповідно до чинних будівельних норм основи слід розраховувати за двома групами граничних станів:

за несучою здатністю - міцністю та стійкістю (утрата стійкості форми й положення; крихке, в'язке або інше руйнування, у тому числі під впливом несприятливих факторів зовнішнього середовища; неусталена повзучість; надмірні пластичні деформації; резонансні коливання та ін.);

за деформаціями (осідання, крени, прогини, вигини, кути закручування, горизонтальні переміщення), що ускладнюють або роблять неможливою нормальну експлуатацію будівлі або споруди або знижують її довговічність внаслідок виникнення недопустимих переміщень, коливань, тріщин тощо.

* Клас відповідальності встановлюють "Правилами урахування ступеня відповідальності будівель і споруд при проектуванні конструкцій" та визначають розміром матеріальних і соціальних збитків, можливих при досягненні будівлями чи спорудами або їхніми окремими конструкціями граничних станів. Клас відповідальності враховують коефіцієнтом надійності γ , який приймають згідно з чинними будівельними нормами із проектування основ і фундаментів.



Мета розрахунку основи за несучою здатністю - забезпечити міцність і стійкість основи, що запобігали б значним вертикальним переміщенням фундаментів будівлі або споруди; не допустити зсуву фундаментів будівлі або споруди по підшві та їхнього перекидання; запобігти сповзанню масиву ґрунту разом із фундаментами будівлі або споруди в укосі чи схилі.

Утрата міцності ґрунтів основи відбувається в кінці II фази напружено-деформованого стану (див. рис. 4.1), коли тиск по підшві фундаменту близький до граничного ($p=p_{cr,2}$). Незначне збільшення навантаження на фундамент призводить до граничного напруженого стану ґрунту, розвитку в основі суцільних областей зсуву, втрати стійкості ґрунтового масиву, руйнівним деформаціям.

Утрата стійкості основи спричиняє недопустимі деформації або втрату несучої здатності окремих конструкцій або будівлі чи споруди вцілому. Таким чином, і для будівлі чи споруди, і для основи перша група граничних станів співпадає, тому цю групу граничних станів і встановлюють за умов утрати міцності (несучої здатності) ґрунтів основи.

Надмірні ж деформації ґрунту самі по собі не залучають основу в граничний стан, оскільки через відновлення та утворення нових структурних зв'язків ґрунт навіть після надто великих деформацій має достатню несучу здатність. Однак, розвиток осідань основи може спричинити недопустимі деформації зведених на ній будівель і споруд або окремих їхніх конструкцій. Тому граничний стан основ за другою групою призначають за граничними деформаціями будівель і споруд, виходячи з умов їхньої нормальної експлуатації.

Тому мета розрахунку основ за другою групою граничних станів (за деформаціями) полягає в обмеженні деформацій основи такими межами, які б не порушували нормальну експлуатацію й не змінювали проектних рівнів конструкцій будівель і споруд у період їхнього зведення та експлуатації.

Щоб при проектуванні основ і фундаментів забезпечити неможливість настання жодного з граничних станів через різні невраховані обставини, в розрахунки вводять відповідні розрахункові коефіцієнти, що гарантують необхідну надійність проектних рішень. Ці коефіцієнти дозволяють окремо врахувати можливі відхилення у величинах діючих навантажень та їхніх сполучень, особливості конструктивних схем і роботи будівель та споруд, а також неоднорідність ґрунтів і неточність їхніх випробувань.

Раніше вже задувались й наводились величини коефіцієнтів надійності за навантаженням γ_f , коефіцієнтів сполучень навантажень ψ і коефіцієнтів надійності за ґрунтом γ_g (див. 7.5 і 7.6). Особливості сумісної роботи конструкцій будівель і споруд з основами корегують додатковими коефіцієнтами умов роботи γ_c і надійності за ступенем відповідальності γ_n .

Коефіцієнт умов роботи γ_c застосовують для урахування впливу наближеності розрахункових схем, а також впливу особливостей сумісної роботи будівель, споруд і ґрунтових основ, що не знайшли відображення в розрахун-



ках прямим шляхом, на їхню нормальну експлуатацію.

Коефіцієнт надійності за призначенням γ_n ураховує ступінь відповідальності й капітальності будівель і споруд.

Розрахунок за першою групою граничних станів (за несучою здатністю) виконують, виходячи з виконання умови

$$\gamma_{lc} F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (7.23)$$

де F - розрахункове навантаження (узагальнені вертикальні сили, зсувні сили або моменти сил, що намагаються перекинути будівлю чи споруду) на основу в найбільш невідгідній комбінації; γ_n - коефіцієнт надійності, який призначають залежно від ступеня відповідальності будівлі або споруди та приймають таким, що дорівнює 1,2, 1,15 і 1,1 відповідно для будівель і споруд *I*, *II* та *III* класів (у будівельних нормах із проектування основ гідротехнічних споруд цей самий коефіцієнт приймають 1,25; 1,2; 1,15 і 1,1 відповідно для споруд *I*, *II*, *III* та *IV* класів); γ_c - коефіцієнт умов роботи, який приймають залежно від виду й стану ґрунтів (приймають $\gamma_c=1,0$ для пісків, крім пілуватих; $\gamma_c=0,9$ - для пісків пілуватих, а також глинистих ґрунтів у стабілізованому стані; $\gamma_c=0,85$ - для глинистих ґрунтів у нестабілізованому стані; $\gamma_c=0,8...1$ - для скельних ґрунтів залежно від коефіцієнта вивітрюваності); γ_s - коефіцієнт, який приймають рівним: для основного сполучення навантажень - 1,0; для особливого сполучення навантажень - 0,9; для сполучення навантажень у період будівництва та ремонту - 0,95; F_u - мінімальна несуча здатність основи для прийнятого сполучення навантажень (сили граничного опору основи) або моменти сил, що намагаються утримати будівлю чи споруду від перекидання.

Розрахунок за другою групою граничних станів (за деформаціями) ведуть за формулою

$$s \leq s_u, \quad (7.24)$$

де s - розрахункове значення прогнозованого виду сумісної (найбільш небезпечної) деформації основи будівлі або споруди при найбільш невідгідному сполученні навантажень; s_u - гранично допустиме значення очікуваного виду деформації, що встановлюють відповідно до таблиць чинних будівельних норм або завдання на проектування.

Граничні деформації визначені виходячи з багаторічного досвіду будівництва та експлуатації будівель і споруд, аналізу сумісної роботи та взаємодії основ, фундаментів і надфундаментних конструкцій, властивостей основ й конструктивних особливостей будівель і споруд. У будівельних нормах граничні деформації для різних будівель і споруд наведені окремо за видами: **абсолютні** (максимальні, середні) та **відносні** (різниця осідань, прогин і вигин, крен у різних напрямках та ін.). Це дозволяє більш ретельно аналізувати сумісну роботу основи та споруди й вести розрахунки на найбільш небезпечну з можливих деформацій.

Проектування за формулою (7.24) можна вести у двох напрямках. Наприклад, знаючи граничну величину осідання будівлі чи споруди, можна розрахувати або підібрати такі розміри фундаменту (ширину, довжину) та глибину його закладання, які дозволили б отримати розрахункову величину осідання, що близька до допустимої або їй дорівнює. З іншого боку, знаючи приблизно очікувану деформацію основи, можна прийняти таку конструктивну схему фундаменту та будівлі або споруди, для якої величина граничного осідання буде близькою до очікуваної.



Слід мати на увазі, що втрата несучої здатності основи спричиняє частіше за все настання граничного стану першої групи в надфундаментних конструкціях будівлі або споруди. В цьому випадку граничні стани основи та конструкцій будівлі або споруди співпадають. Стосовно ж деформацій основи, то вони можуть привести конструкції будівлі або споруди в граничні стани як першої, так і другої групи. У зв'язку з цим граничні деформації основи можуть обмежуватись міцністю, стійкістю, деформативністю та тріщиностійкістю надфундаментних конструкцій, а також вимогами до них архітектурного, експлуатаційно-побутового й технологічного характеру.

Тому основним за своєю значимістю є розрахунок основ за деформаціями, тобто за другою групою граничних станів, оскільки їх установлюють виключно з умов надійної експлуатації самих будівель і споруд. Розрахунок же основ за несучою здатністю служить, зазвичай, як перевірочний. Обов'язковий він лише в тих випадках, коли основа, а водночас із нею будівля або споруда, можуть втратити стійкість - якщо на основу передаються значні горизонтальні навантаження, в тому числі сейсмічні; фундамент або споруда в цілому розташовані на схилі або поблизу укосу; основа складена водонасиченими глинистими, органомінеральними та органічними слабопроникними ґрунтами, що повільно ущільнюються; основа складена скельними ґрунтами.

7.8. Основні принципи проектування основ і фундаментів.

Варіантність рішень при проектуванні

Проектування основ і фундаментів здійснюють із дотриманням таких основних **принципів**:

- надійність (здатність основ і фундаментів сприймати навантаження впродовж усього терміну служби будівлі або споруди без порушення умов їхньої нормальної експлуатації);

- проектування основ будівель і споруд за граничними станами незалежно від виду основи та фундаменту;

- максимальне використання несучої здатності основ і фундаментів (використання при проектуванні сучасних досягнень в області механіки ґрунтів і фундаментобудування);

- урахування сумісної роботи системи “основа, фундамент і надфундаментні несучі конструкції” будівлі або споруди;

- комплексний підхід при виборі виду фундаменту та оцінюванні роботи ґрунтів основи на підставі сумісного розгляду: інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов території будівельного майданчика; можливості зміни властивостей ґрунтів у часі; чутливості несучих конструкцій будівлі або споруди до нерівномірних деформацій основи; методів виконання будівельно-монтажних робіт з улаштування основ і особливостей експлуатації будівель і споруд;

- економічність (основи та фундаменти будівель і споруд, що проектують-



ся в конкретних умовах, повинні мати найменшу вартість) та екологічність.

Перелічені принципи свідчать про складність виконання задачі проектування основ і фундаментів. Тому частіше за все неможливо визначити раціональні види основ і фундаментів, не розглянувши попередньо декілька можливих конкуруючих варіантів. Остаточні рішення слід приймати на підставі техніко-економічного порівняння варіантів основ і фундаментів. При цьому необхідно враховувати вартість конструкції фундаменту, його довговічність, індустріальність виготовлення, трудомісткість, можливість виконання будівельно-монтажних робіт, у тому числі - у зимовий період тощо. Особливу увагу звертають на збереження природної структури ґрунтів основи під час виконання земляних робіт.

Варіантне проектування основ і фундаментів рекомендують виконувати в такій послідовності:

намітити можливі, конкуруючі варіанти основ і фундаментів з урахуванням інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика, конструктивних особливостей будівлі або споруди та діючих навантажень;

розрахувати вибрані варіанти основ і фундаментів у стадії технічного проекту, відібравши найбільш навантажені фундаменти;

зробити техніко-економічне порівняння варіантів і вибрати з них найбільш раціональний.

7.9. Дані, необхідні для проектування основ і фундаментів

До якості проектування основ і фундаментів сучасних будівель та споруд ставлять високі вимоги. Помилки, допущені при проектуванні, проявляються, переважно, через роки після завершення будівництва, усунення їхніх наслідків пов'язано з великими труднощами та витратами коштів. Найчастіше ці помилки ведуть до нерівномірних і недопустимих деформацій основ, що супроводжується порушенням міцності та стійкості надфундаментних конструкцій. Основні технічні вимоги до проектування основ і фундаментів викладені в будівельних нормах та виданих на їхній базі посібниках, довідниках, інструкціях тощо.

Основні **вихідні дані**, необхідні для проектування основ і фундаментів, можна об'єднати в чотири групи:

I - характеристика будівельного майданчика (рельєф майданчика за даними геодезичної зйомки; дані про нашарування ґрунтів, фізико-механічні та фільтраційні характеристики ґрунтів, рівень ґрунтових вод і його коливання; відомості про впливи інженерно-геологічних процесів; прогноз зміни геологічних і гідрогеологічних умов у процесі зведення та експлуатації будівель і споруд; кліматичні та метеорологічні дані; відомості про сейсмічну активність району будівництва);



2 - характеристика об'єктів, що проектуються (креслення підземної частини будівель і споруд та технологічного обладнання; навантаження; чутливість будівель і споруд до деформацій основ; місцеві особливості: наявність сусідніх будівель і споруд, комунікацій та ін.; особливості експлуатації раніше зведених будівель і споруд поблизу будівельного майданчика);

3 - характеристика матеріалів для будівництва фундаментів і штучних основ (перелік матеріалів, які можна застосувати в конкретних умовах; відстань транспортування; вартість матеріалів);

4 - відомості про техніко-виробничі можливості підрядних будівельних організацій, наявність машин і механізмів, можливість одержання або виготовлення конструкцій фундаментів і матеріалів штучних основ.

7.10. Призначення виду фундаменту та визначення глибини його закладання

Правильний вибір глибини закладання фундаменту - один з основних факторів, що забезпечує необхідну несучу здатність основи та дограничні величини осідань будівель і споруд.

Рациональну глибину закладання фундаментів призначають на підставі техніко-економічного порівняння різних варіантів фундаментів, можливих для будівлі або споруди, що проектується, в даних умовах будівельного майданчика.

Глибина закладання фундаменту - відстань по вертикалі від поверхні планування або підлоги підвалу до підшови фундаменту (рис. 7.1) - залежить від багатьох факторів, найголовніші з яких:

можливість здимання ґрунтів при їхньому сезонному промерзанні та відтаванні;

інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівельного майданчика й можливі їхні зміни в процесі будівництва та експлуатації будівель і споруд; величина та вид діючих на основу навантажень;

призначення, конструктивні та експлуатаційні (технологічні) особливості будівлі або споруди, наявність підвалів, фундаментів під обладнання, тунелів і підземних комунікацій;

глибина закладання прилеглих (межуючих) будівель і споруд;

існуючий і проєктований рельєф будівельного майданчика;

можливість і величина розмиву ґрунту біля опор споруд, що зводять у руслах річок (акведуків, мостів тощо).

Глибину закладання підшови фундаменту з умови **запобігання можливості сезонного здимання ґрунтів** (див. табл. 1.10) призначають залежно від виду ґрунтів, їхньої природної вологості та глибини залягання ґрунтових вод, розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунтів за табл. 7.4.

Таблиця 7.4 Глибина закладання фундаменту залежно від глибини розташування рівня ґрунтових вод

Види ґрунтів	Глибина закладання фундаменту залежно від глибини розташування рівня ґрунтових вод d_w (м) при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скельні, великоуламкові з піщаним заповнювачем, піски гравелісти, крупні та середньої крупності	Не залежить від розрахункової глибини промерзання ґрунту d_f	
Піски дрібні та пілуваті		
Супіски з показником текучості:		
$I_L < 0$		
$I_L \geq 0$		
Суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем при показнику текучості ґрунту або заповнювача:	Не менше розрахункової глибини промерзання ґрунту d_f	
$I_L \geq 0,25$		
$I_L < 0,25$		
Примітка. У випадках, коли глибина закладання фундаментів не залежить від розрахункової глибини промерзання d_f , відповідні ґрунти, вказані в таблиці, повинні залягати до глибини, не менше нормативної глибини промерзання d_{fn}		Не менше $0,5d_f$

Розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту d_f обчислюють за формулою

$$d_f = k_n d_{fn}, \quad (7.25)$$

де k_n - коефіцієнт впливу теплового режиму споруди на глибину промерзання ґрунту біля фундаментів стін і колон, який приймають для зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних споруд $k_n=1,1$, для зовнішніх фундаментів опалюваних споруд - відповідно до чинних будівельних норм.; d_{fn} - нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту, яка дорівнює

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (7.26)$$

тут M_t - безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних мінусових температур за зиму в даному районі (приймають відповідно до будівельних норм із будівельної кліматології та геофізики, а при відсутності цих даних для конкретного ґрунту або району будівництва - за результатами спостережень гідрометеорологічної станції); d_0 - величина, яку приймають для суглинків і глин 0,23 м; для супісків, пісків дрібних і пилюватих - 0,28 м; пісків гравелістичних, крупних і середньої крупності - 0,3 м; великоуламкових ґрунтів - 0,34 м.

Небезпечне здимання виникає лише в межах глибини промерзання d_f у глинистих ґрунтах (як і у великоуламкових із глинистим заповнювачем), дрібних і пилюватих пісках із підвищеною вологістю або зволжених унаслідок капілярного та міграційного підняття вологи, висоту якого приймають для них у середньому 2 м від глибини розташування рівня ґрунтових вод d_w .

Для ґрунтових умов, коли $d_w \leq d_f + 2$ і супіски мають консистенцію $I_L \geq 0$, а суглинки та глини $I_L \geq 0,25$, глибину закладання фундаментів призначають не менше розрахункової глибини промерзання d_f , а для мостів і гідроспоруд вона

повинна перевищувати розрахункову глибину промерзання d_f не менше, ніж на 0,25 м. Виключення складають суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем при $I_L < 0,25$, для яких глибину закладання фундаментів приймають не менше $0,5d_f$.

Для майданчиків, складених ґрунтами, що не здимаються, глибину закладання фундаментів призначають незалежно від розрахункової глибини промерзання d_f , але не менше нормативної d_m . Незалежно від розрахункової глибини промерзання призначають заглиблення фундаментів у дрібних і пилуватих пісках, супісках твердої консистенції ($I_L < 0$), коли рівень ґрунтових вод знаходиться нижче горизонту промерзання більш ніж на 2 м ($d_w > d_f + 2$) і немає небезпеки зволоження цих ґрунтів у період промерзання капілярним і міграційним підживленням водою.

Для фундаментів опалюваних будівель і споруд, що не мають підвалу або технічного підпілля, глибину закладання приймають: для зовнішніх фундаментів (від рівня планування) за табл. 7.4; для внутрішніх фундаментів - незалежно від розрахункової глибини промерзання.

Заглиблення як зовнішніх, так і внутрішніх фундаментів опалюваних будівель і споруд із холодними підвалами та технічними підпіллями (що мають від'ємну температуру в зимовий період) призначають за табл. 7.4, але не менше $0,5d_f$, рахуючи від підлоги підвалу або технічного підпілля.

Глибину закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних будівель і споруд приймають за табл. 7.4, при цьому глибину обчислюють: при відсутності підвалу або технічного підпілля - від рівня планування, а при наявності - від підлоги підвалу або технічного підпілля.

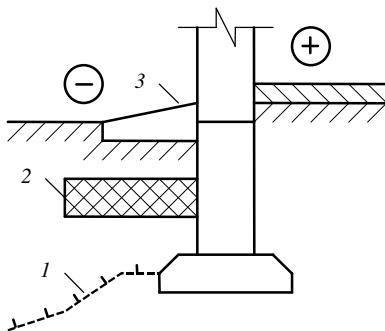


Рисунок 7.10 - Теплова ізоляція ґрунту біля фундаменту:
1 - границя промерзання; 2 - теплоізоляція; 3 - вимоцнення

Мінімальну глибину закладання фундаментів у всіх ґрунтах, крім скельних, рекомендують приймати не менше 0,5 м від рівня планування.

З метою зменшення глибини закладання підшови фундаментів, особливо в районах глибокого промерзання ґрунтів, іноді доцільно утеплювати ґрунт у межах верхнього шару теплоізоляційними матеріалами, що не вбирають вологу (рис. 7.10).

Геологічна будова та гідрогеологічні умови будівельного майданчика мають суттєве значення при призначенні виду, конструкції, глибини закладання фунда-

ментів, виборі виду основи й методів ведення робіт.

Для схематизації інженерно-геологічних умов з метою найбільш правильного вибору варіантів фундаментів ґрунти основи поділяють умовно на дві

категорії: міцні (надійні) та слабкі (ненадійні).

Міцними вважають ґрунти основи, які забезпечують надійну експлуатацію проектованої будівлі або споруди, тобто мають у природному стані достатньо високу міцність і малу стисливість. До міцних відносять скельні та деякі види дисперсних ґрунтів, а саме великоуламкові ґрунти, піски (крім дрібних і пилюватих), тверді, напівтверді та тугопластичні глинисті ґрунти.

До **слабких** відносять ґрунти, які не можуть у природному стані служити для будівель і споруд надійною основою внаслідок великої деформівності та можливості випирання їх з-під фундаменту. Це - дрібні та пилюваті піски, м'якопластичні, текучопластичні та текучі глинисті ґрунти, мули, сапропелі, торфи та заторфовані ґрунти, лесові просідні та вічномерзлі ґрунти, незлежані насипні ґрунти.

Поняття "слабкий" і "міцний" дуже умовні та відносні. Так, пісок середньої крупності, що характеризується пухкою будовою, або твердий суглинок, що має схильність до просідання, не можна віднести до міцних. Крім того, якщо будівля або споруда легкі або їхні несучі конструкції допускають розвиток великих і нерівномірних осідань, то навіть сильностисливі ґрунти можна вважати надійними. Навпаки ж, при зведенні будівель і споруд, де не допускаються нерівномірні осідання, а також важких споруд, іноді слабкими доводиться вважати навіть ґрунти, що мають середню стисливість і забезпечують експлуатаційну надійність в основах звичайних будівель і споруд.

При такому поділі ґрунтів усе різноманіття їхніх напластувань можна представити у вигляді трьох схем, зображених на рис. 7.11. У свою чергу, серед цих напластувань можна вирізнити основи **однорідні** (рис. 7.11, *схема I*) і **шаруваті** (рис. 7.11, *схеми II і III*).

Схема I. З поверхні на велику глибину залягають міцні ґрунти. Товща їх може складатись з декіль-

кох шарів. Будівельні властивості ґрунтів усіх підстеляючих шарів не гірші властивостей ґрунтів верхнього шару товщі. Рішенням для такої схеми напластування ґрунтів є прийняття мінімальної глибини закладання підшови фундаментів, що допускається при урахуванні кліматичних впливів і конструктивних та експлуатаційних особливостей будівлі або споруди. Іноді за несучий приймають шар більш щільного ґрунту, що залягає на деякій глибині (рис. 7.12), якщо це рішення економічніше.

Схема II. З поверхні на деяку глибину залягають один або декілька пластів слабких ґрунтів, нижче яких розташована товща міцних ґрунтів. При такому напластуванні є низка рішень.

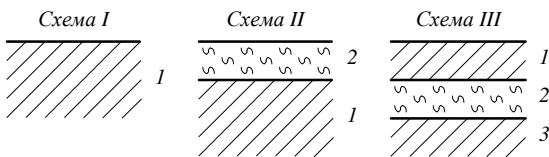


Рисунок 7.11 - Схеми I-III напластувань ґрунтів:
 I - надійний ґрунт; 2 - слабкий ґрунт

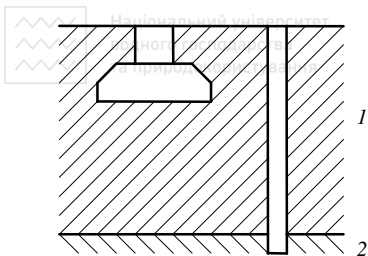


Рисунок 7.12 - Варіанти влаштування фундаментів при наявності більш щільних ґрунтів під шаром міцного ґрунту:
1 - шар міцного ґрунту середньої якості;
2 - більш щільний ґрунт

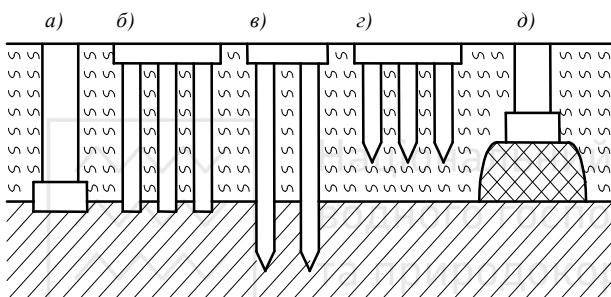


Рисунок 7.13 - Варіанти влаштування фундаментів при напластунні ґрунтів за схемою II

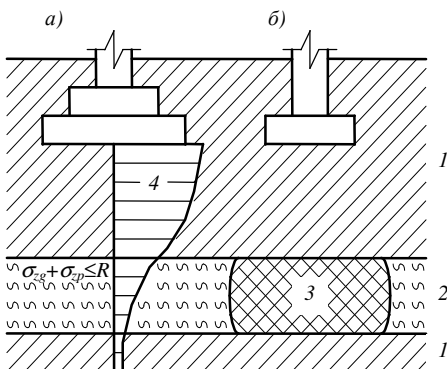


Рисунок 7.14 - Варіанти влаштування фундаментів при напластунні ґрунтів за схемою III:
1 - надійний ґрунт; 2 - слабкий ґрунт; 3 - зона закріплення; 4 - епюра напружень

Простішим рішенням є прорізання слабких ґрунтів і передача навантаження на шари міцних ґрунтів (рис. 7.13,а). При високих якостях міцного ґрунту будівлю або споруду можна обперти на стовпи (рис. 7.13,б) або палі (рис. 7.13,в). Палі при цьому можуть мати різну довжину залежно від властивостей міцних ґрунтів. Легкі будівлі або споруди можна зводити на палях, що передають навантаження на слабкі ґрунти (рис. 7.13,г). Слабкі ґрунти можуть бути ущільнені, замінені або закріплені (рис. 7.13,д). Іноді доцільно вико-

ристовувати слабкі ґрунти в основі, понизивши чутливість несучих конструкцій до нерівномірних осідань або зменшивши нерівномірності осідань шляхом улаштування суцільних фундаментних плит або стрічкових фундаментів під колони.

Схема III. На деякій глибині шаруватой товщі залягає один або декілька пластів слабких ґрунтів. У цьому випадку придатні рішення, розглянуті при напластунні ґрунтів за схемою II, однак доводиться прорізати й верхній шар міцного ґрунту. При напластунні ґрунтів за схемою III верхній шар можна використати як розподільчу подушку (рис. 7.14,а), або закріпити лише шар слабого ґрунту (рис. 7.14,б).

Урахування гідрогеологічних умов майданчика - розташування рівня ґрунтових вод по відношенню до глибини закладання фундаменту

(відмітки дна котлована) - також необхідне при призначенні виду та конструкції фундаменту, виду основи, методу зведення фундаменту. Тут можна зустріти три випадки (рис. 7.15): *a* - горизонт ґрунтових вод знаходиться нижче відмітки підшови фундаменту проектованої будівлі або споруди (низьке залягання ґрунтових вод); *б* - ґрунтові води залягають вище підшови фундаменту, але нижче поверхні природного рельєфу (високе залягання ґрунтових вод); *в* - будівельна ділянка розташована на акваторії, тобто є поверхнева вода, причому значної глибини.

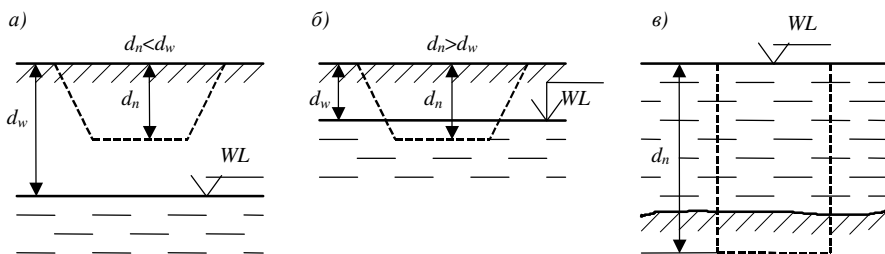


Рисунок 7.15 - Випадки заглиблення підшови будівлі або споруди відносно горизонту води:

a - низьке розташування ґрунтових вод; *б* - високе розташування ґрунтових вод; *в* - будівельний майданчик розташований на акваторії; d_w - глибина розташування ґрунтових вод від поверхні землі; d_n - глибина закладання фундаменту (дна котлована); WL - рівень ґрунтової або поверхневої води

Перший випадок не являє труднощів із точки зору ведення робіт. За санітарно-технічними вимогами в будівлях і спорудах із підвалами та підземними приміщеннями відмітку підлоги в них при низькому заляганні ґрунтових вод приймають на 0,5...1 м вище цього рівня. Другий випадок більш складний, оскільки вимагає на ділянці будівництва або попереднього пониження рівня ґрунтових вод нижче дна майбутнього котлована, або видалення води, що надходить у котлован, одночасно з його розроблюванням. Для багатьох категорій ґрунтів необхідно виконувати кріплення стінок котлована для запобігання обваленню. При високому заляганні ґрунтових вод у будівлях і спорудах при необхідності передбачають спеціальні конструктивні заходи з гідроізоляції. У третьому випадку потребуються або огороження майбутньої ділянки будівництва перемичками, відкачування з огороженого котлована води та боротьба з її припливом, або спеціальні прийоми будівництва на акваторії (із застосуванням опускних колодязів, кесонів, бурових опор, бездонних ящиків або підводне бетонування та ін.).

Величина та вид навантажень, що діють на фундаменти, також суттєво впливають на вибір його конструкції й глибини закладання. Так, при рівномірно розподіленому за периметром будівлі або споруди значному навантаженні від стін вигідніше прийняти стрічковий фундамент як такий, що має більшу площу та невелике заглиблення, або пальовий фундамент.

При великих зосереджених навантаженнях доцільніше стовпчасті фунда-



менти або опори глибокого закладання, якими можна при мінімальних об'ємах робіт пройти до глибоко розташованих міцних ґрунтів.

При суцільному нерівномірно розподіленому навантаженні значної величини (висотні будівлі, великі гідротехнічні споруди тощо) та порівняно слабких ґрунтах зазвичай удаються до суцільних фундаментів у вигляді залізобетонних плит або коробок.

Слід пам'ятати, що чим більше глибина закладання фундаменту, тим інтенсивніше знижується додатковий тиск на його основу внаслідок збільшення з глибиною природного тиску (див. формулу (4.45)). Поряд із цим ростуть розрахунковий тиск на ґрунт основи та його несуча здатність, зменшується осідання завдяки зниженню стисливості ґрунтів із глибиною, що дозволяє отримати економічні рішення фундаментів.

Пальові фундаменти та опори глибокого закладання виявляються також найбільш доцільними при дії великих похилих складових і горизонтальних навантажень, особливо знакозмінних.

Конструктивні особливості будівель і споруд багато в чому диктують вибір глибини закладання фундаментів. Наприклад, при наявності підвально-го приміщення глибина фундаментів буде визначатись необхідністю заглиблювання їх нижче відмітки підлоги підвалу на 0,4...0,5 м.

Якщо споруда має підземні комунікації, трубопроводи, тунелі та ін., то глибину закладання фундаментів, особливо в місцях їхнього вводу, призначають на 0,2...0,5 м нижче відмітки примикання цих устроїв.

Фундаментом гідротехнічних споруд зазвичай служить його нижня підземна частина (турбінний блок гідроелектростанції, плита для встановлення агрегатів насосної станції тощо), тому відмітку підшови фундаменту такої споруди призначають проектом і при розрахунках основи приймають конструктивно.

Фундаменти межуючих будівель і споруд, що *примикають* один до одного, закладають на одній відмітці. При влаштуванні фундаменту в безпосередній близькості від існуючого різниця відміток їхнього закладання не повинна перевищувати величини Δh (рис. 7.16, 7.17), яку визначають за формулою

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg} \varphi_1 + c_1/p), \quad (7.27)$$

де a - відстань між найбільш близькими точками сусідніх фундаментів; φ_1 і c_1 - розрахункові значення відповідно кута внутрішнього тертя, *град*, і питомого зчеплення, *кПа*, ґрунту; p - середній тиск під підшовою вище розташованого фундаменту від розрахункових навантажень (для розрахунку основ за першою групою граничних станів), *кПа*.

Ця умова усуває можливості ослаблення основи сусіднього фундаменту та зведення нового фундаменту на ґрунт зворотного засипання раніше відри- того котлована.

За **рельєфом природної або проекрованої поверхні** землі ґрунти основ можна поділити на *рівнинні* (або *слабо пологі*) та *косогірні*. Напластування останніх може бути будь-яким із наведених раніше (див. рис. 7.11). На косо-

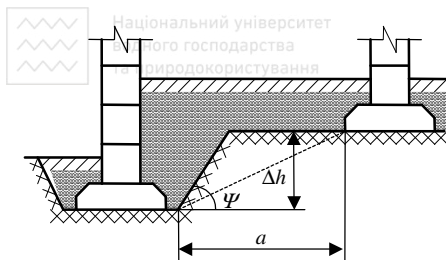


Рисунок 7.16 - Схема закладання сусідніх фундаментів на різній глибині

гірних ділянках часто доводиться зводити опори мостів, акведуків, дюкерів, перепадів, фундаменти насосних станцій, підпірні стіни, насипи, греблі, канали та інші споруди водогосподарського призначення. Крім обов'язкових розрахунків на стійкість проти перекидання та зсуву основ, фундаменти таких будівель і споруд вимагають спеціальних конструктивних заходів і методів виконання робіт. Наприклад, при ухилі поверхні або полого падаючому несучому шарі ґрунту стрічкові фундаменти будівель і споруд виконують з уступами підшови по довжині. На зв'язних ґрунтах відношення висоти уступу до його довжини приймають 1:2 при висоті уступу не більше 1 м, на незв'язних ґрунтах це відношення не повинно бути більше 1:3 і висота уступу - не більше 0,5...0,6 м.

Загальну деформівність ґрунтів основи необхідно оцінювати в межах усієї площі будівлі або споруди з урахуванням їхніх навантажень, форми, розмірів сторін і площі підшови фундаментів, характеру протікання осідання в часі. Оскільки під різними фундаментами будівлі або споруди або під їхніми частинами основа може складатись з різних шарів ґрунту, затухання осідань яких у часі протікає по-різному, то різниця осідань може виявитись недопустимою для даної будівлі або споруди, що може призвести до порушення їхньої експлуатаційної придатності.

Якщо існує **безпека розмиву ґрунтів** біля фундаментів опор водою, що переміщається з певною швидкістю, необхідно попередньо провести розрахунки з визначення можливих найнижчих рівнів поверхні дна біля опор з урахуванням загального та місцевого розмивів.

Глибину закладання фундаментів опор мостів, акведуків, переходів трубопроводів та інших подібних споруд на природній основі призначають не менше 2,5 м від відмітки дна з урахуванням найбільшого розмиву при розрахунковій повені. При цьому необхідно враховувати тип річки або сухого лога та характер природних руслових деформацій (постійні, тимчасові, селеві потоки, меандрирування, пойменні розмиви тощо).

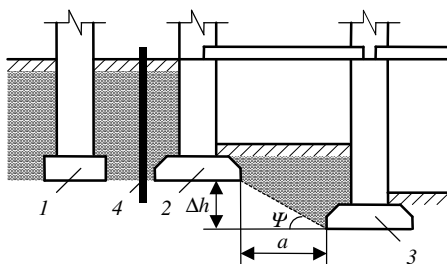


Рисунок 7.17 - Схема захисту існуючої будівлі від додаткових осідань при зведенні поряд нової будівлі з великою глибиною закладання фундаментів:

1 - фундамент існуючої будівлі; 2 - фундамент нової будівлі; 3 - фундамент із великою глибиною закладання; 4 - шпунтова стінка



8. ФУНДАМЕНТИ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ

8.1. Види та конструкції фундаментів мілкового закладання, область їхнього застосування

Фундаменти мілкового закладання споруджують у котлованах і траншеях, відритих на проектну глибину. Залежно від **конструктивних особливостей** фундаменти мілкового закладання поділяють на **окремі** (стовпчасті) під окремі опори та колони каркасних будівель і споруд; **стрічкові** у вигляді безперервних стрічок під усіма стінами будівель і протяжними спорудами (підпірні стіни, водопропускні труби під насипами доріг тощо); **суцільні** під усією площею будівель і споруд у вигляді плит, коробок або просторових блоків (наприклад, турбінний блок гідроелектростанції, машинний блок насосної станції та ін.); **масивні** під важконавантажені споруди (водонапірні башти, димові труби, щогли і т. п.) або окремо розташовані опори (наприклад, несучі колони промислових споруд, опори акведуків, мостів тощо) та **змішані**. За способом виготовлення фундаменти вказаних видів можуть бути **монолітними**, що зводяться повністю на місці будівництва, та **збірними**, що монтуються із заздалегідь виготовлених на заводі або полігоні бетонних і залізобетонних блоків і зводяться в готовому вигляді на місці кра-

нами. Проміжне положення займають **збірно-монолітні** фундаменти, що складаються з омонолічених бетоном на місці будівництва збірних елементів.

Окремі фундаменти виконують у вигляді монолітних кам'яних (із буту, бутобетону) або бетонних стовпів, збірних залізобетонних башмаків або збірних складових опор (рис. 8.1). Для сприйняття навантажень від стін будівель і споруд їх зазвичай з'єднують фундаментними балками (ранд-

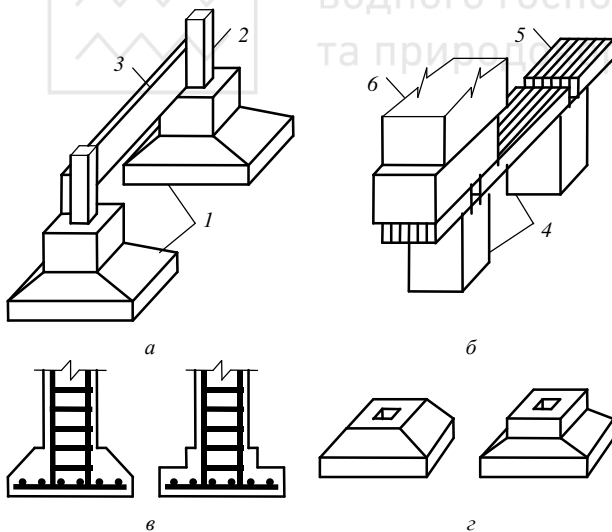


Рисунок 8.1 - Стовпчасті фундаменти:

а - збірні стакани під колони каркасу; *б* - стовпчасті фундаменти під цегляні стіни; *в* - деталі монолітних фундаментів; *г* - індустріальні вироби - збірні стакани; *1* - стакани під колони; *2* - збірні колони; *3* - цокольна панель; *4* - стовпчасті фундаменти; *5* - збірні перемички (рандбалки); *6* - зовнішня стіна



балками). Такі фундаменти мають мало чим відмінні за розмірами довжину та ширину й близьку до них (або декілька більшу) глибину закладання.

Стрічкові фундаменти мають довжину, що в багато разів перевищує ширину, та розташовуються у вигляді монолітних (із каменю чи бетону) або зі збірних залізобетонних елементів безперервних стрічок (рис. 8.2) під несучими стінами й частинами будівлі або споруди. В поперечному перерізі вони можуть бути прямокутними, прямокутними з фундаментною подушкою, у вигляді трапєції або ступінчастими.

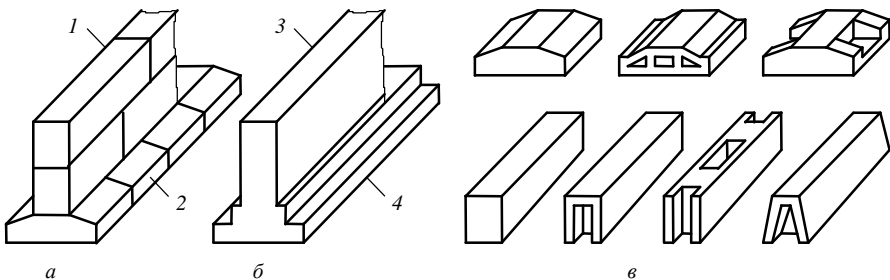


Рисунок 8.2 - Стрічкові фундаменти:

а - збірний безперервний; *б* - монолітний; *в* - елементи збірної конструкції фундаментів; 1 - фундаментні блоки стін підвалу; 2 - фундаментні плити (подушки); 3 - стіна підвалу; 4 - підшва монолітного фундаменту

На слабких ґрунтах для зменшення нерівномірності осідань доцільно застосовувати стрічкові залізобетонні (монолітні або збірні) **групові фундаменти** (під декілька стояків або колон) та у вигляді **перехресних стрічок** (під каркасну будівлю або споруду) (рис. 8.3). Такі фундаменти натомість окремих під кожний стояк при однакових площах підшви потребують значно менших витрат матеріалів за рахунок зменшення висоти фундаменту та глибини його закладання.

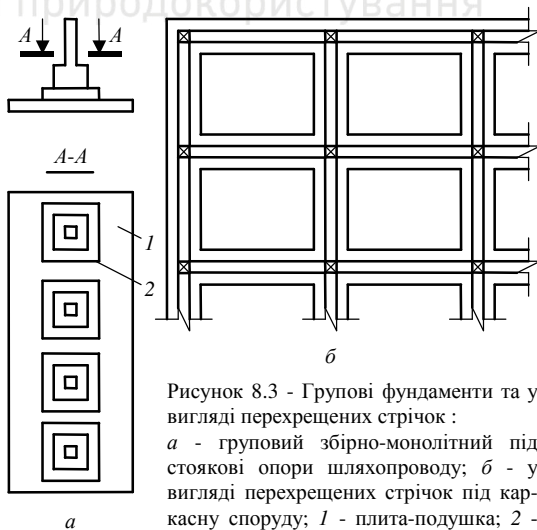


Рисунок 8.3 - Групові фундаменти та у вигляді перехресних стрічок :

а - груповий збірно-монолітний під стоякові опори шляхопроводу; *б* - у вигляді перехресних стрічок під каркасну споруду; 1 - плита-подушка; 2 - підколонник

Суцільні (плитні) фундаменти мають мало чим відмінні довжину й ширину та в декілька разів меншу висоту (рис. 8.4,*а*). В більшості випадків їх

Национальний університет
виконують із монолітного залізобетону.

Масивні фундаменти частіше всього виготовляють із каменю або бетону. Вони мають великий об'єм, але компактну форму (рис. 8.4,б).

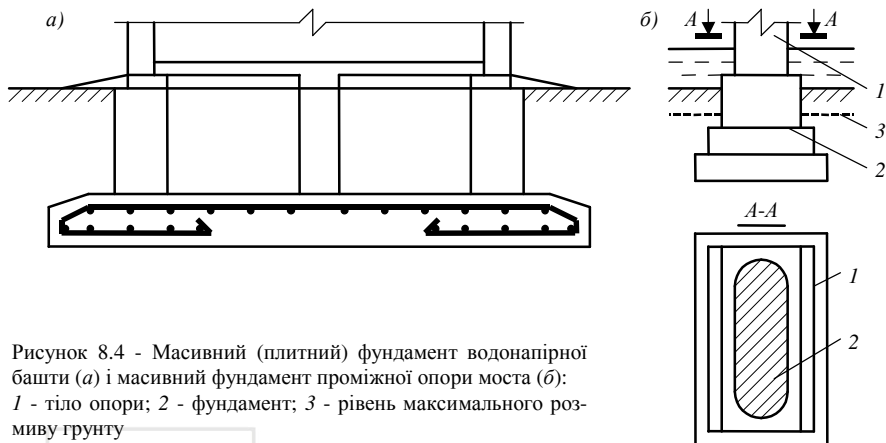


Рисунок 8.4 - Масивний (плитний) фундамент водонапірної башти (а) і масивний фундамент проміжної опори моста (б):
1 - тіло опори; 2 - фундамент; 3 - рівень максимального розмиву ґрунту

За методами розрахунку розрізняють фундаменти: **абсолютно жорсткі**, переміщення яких унаслідок деформування фундаментної конструкції малі порівняно з переміщеннями основи, і **гнучкі** (деформівні) або фундаменти скінченної жорсткості, переміщення яких співвимірні з переміщеннями основи.

8.2. Призначення конструктивних форм жорстких фундаментів

Оскільки несуча здатність дисперсного (а часто й скельного) ґрунту основи значно менша, ніж опір навантаженням матеріалу фундаменту, площа підшви фундаменту повинна бути більше площі, по якій він сприймає навантаження від надфундаментних конструкцій будівлі або споруди (тобто ширина підшви фундаменту повинна бути більше ширини його верхнього уступу). Тому фундамент доводиться розширяти донизу, надаючи йому форму зрізаної піраміди (рис. 8.5,б) або робити його з виступами (рис. 8.5,в), що має перевагу з умов виконання робіт. І лише в окремих випадках малонавантажени фундаменти вдається робити мінімальної ширини з вертикальними стінами на всю висоту (рис. 8.5,а). Збільшення площі підшви (розвиток фундаменту) зумовлений характером роботи матеріалу фундаменту під навантаженням.

Для **жорстких фундаментів** (із буту, бетону, бутобетону), що погано працюють на згин, слід проектувати такий поперечний переріз (профіль), при якому матеріал буде працювати, в основному, на стиск. Розширення підшви можливе до такої межі, коли лінія, проведена від крайньої точки підшви фундаменту під так званим **кутом жорсткості** α (кутом розподілу стискаю-

чих напружень у матеріалі) до вертикалі, ніде не перетне окреслення виступів (рис. 8.5,в). Іноді з цих міркувань для забезпечення максимального розвитку підшови жорсткого фундаменту доводиться збільшувати глибину закладання.

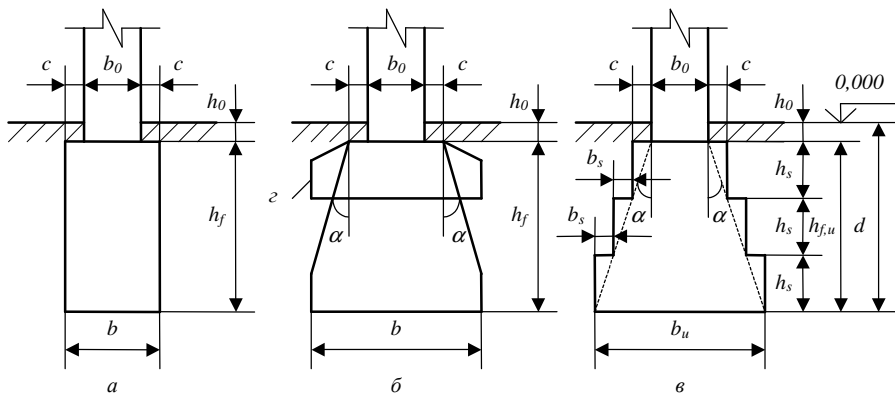


Рисунок 8.5 - Схеми поперечного перерізу жорстких фундаментів:

а - прямокутної форми (мінімальної ширини); б - у формі зрізаної піраміди; в - із виступами; з - залізобетонний гнучкий фундамент із рівновеликою площею підшови

Кут жорсткості α зумовлює й співвідношення між висотою та шириною виступу фундаменту, яке призначають залежно від марки розчину або бетону та тиску на ґрунт (табл. 8.1 і 8.2).

Таблиця 8.1 - Кути жорсткості α і найменші значення відношень ширини виступу b_s до висоти h_s кам'яних фундаментів

Марка розчину	Тиск на ґрунт p , МПа	Кут жорсткості α	$\text{tg } \alpha = b_s/h_s$
50...100	$\leq 0,2$	$38^{\circ}30'$	0,80
	$> 0,25$	$33^{\circ}30'$	0,67
10...35	$\leq 0,2$	$33^{\circ}30'$	0,67
	$> 0,25$	$29^{\circ}44'$	0,57
4	$\leq 0,2$	$29^{\circ}44'$	0,57
	$> 0,25$	$26^{\circ}30'$	0,50

Таблиця 8.2 - Кути жорсткості α і найменші значення відношень ширини виступу b_s до висоти h_s бетонних фундаментів

Клас бетону	Тиск на ґрунт p , МПа	Стрічковий фундамент		Окремий фундамент	
		кут жорсткості	$\text{tg } \alpha = b_s/h_s$	кут жорсткості	$\text{tg } \alpha = b_s/h_s$
В7,5 і вище	$\leq 0,15$	$36^{\circ}30'$	0,74	$33^{\circ}30'$	0,67
	$> 0,15$	$33^{\circ}30'$	0,67	$31^{\circ}13'$	0,61
Нижче В7,5	$\leq 0,15$	$33^{\circ}30'$	0,67	$31^{\circ}13'$	0,61
	$> 0,15$	$29^{\circ}44'$	0,57	$26^{\circ}30'$	0,50

Максимально можливе (граничне) розширення підшови b_u (рис. 8.5,в) і найменшу конструктивну висоту фундаменту $h_{f,u}$ можна визначити за формулами



$$b_u = b_0 + 2(d - h_0) \operatorname{tg} \alpha; \quad (8.1)$$

$$h_{f,u} = \frac{b_u - b_0}{2} \operatorname{tg} \alpha. \quad (8.2)$$

Поперечний ступінчастий профіль жорсткого фундаменту проектують у такій послідовності. На проектній глибині закладання відкладають прийнятну ширину підшви фундаменту. Залежно від матеріалу фундаменту та тиску на ґрунт за табл. 8.1 і 8.2 визначають кут жорсткості α і мінімальну висоту виступів (для бутових фундаментів $h_s=40\ldots 60$ см, для бетонних - $h_s=30$ см), корегуючи її вимогами перев'язки швів кладки й модульної системи. Потім із крайніх точок відкладеної ширини підшви b проводять під кутом жорсткості α до вертикалі дві лінії, за якими і встановлюють ширину виступу b_s , приймаючи її кратною 5 см (половині модуля), та число виступів, задовольняючи вимогу, щоб окреслення виступів не перетинали ліній жорсткості.

Улаштування верхньої частини фундаментів виконують залежно від характеру конструкцій, які на них обпираються. Так, верхній уступ стрічкового фундаменту під стіни будівель і споруд улаштовують ширше цокольної частини стіни b_0 на величину $c=5\ldots 10$ см з кожної сторони. Ширину кожного уступу стовпчастих фундаментів під монолітні залізобетонні колони будівель і споруд, опори шляхопроводів, акведуків та інших подібних споруд приймають у межах $c=0,2\ldots 0,5$ м. Це роблять для того, щоб компенсувати можливі неточності розбивки та зведення фундаменту.

Відмітимо деякі особливості, характерні для призначення конструктивних форм жорстких фундаментів будівель і споруд каркасної конструктивної системи, де одним із несучих елементів остова є збірні залізобетонні колони (більшість промислових і громадських будівель), а як основний тип фундаментів застосовують **стовпчасті монолітні залізобетонні фундаменти стаканного типу** (рис. 8.6,а). В окремих випадках стаканна частина фундаменту може бути підвищеною, наприклад, при необхідності завершення робіт підземного циклу до зведення надземної частини будівлі або споруди, при невідповідності між стандартними довжинами збірних елементів колони, висотою поверху й необхідною глибиною закладання фундаменту та ін. У такому разі фундамент складається з плитної частини та підколонника з розміщеним у ньому стаканом (рис. 8.6,б).

Загальну висоту стовпчастого фундаменту, що не має підвищеної стаканної частини, призначають такою, щоб була відсутня необхідність у розрахунку його армування поперечними стержнями (хомутами) або відгинами. Ця конструктивна вимога забезпечується виконанням умови щоб зрізана піраміда, верхньою основою якої є площа перерізу колони, а бокові грані нахилені під кутом 45° до горизонталі, повністю вписувалась у контур фундаменту, ніде не виходячи за його межі (рис. 8.6,а). У зв'язку з цим із міркувань ефективного використання матеріалу фундаменти по висоті проектують одно-, дво- та тривиступними. Розміри виступів приймають кратними 150 мм. Кіль-

кість виступів фундаменту рекомендують призначати залежно від його конструктивної висоти (для фундаментів із підвищеною стаканною частиною без урахування розмірів підколонника та стакана), відповідно до табл. 8.3.

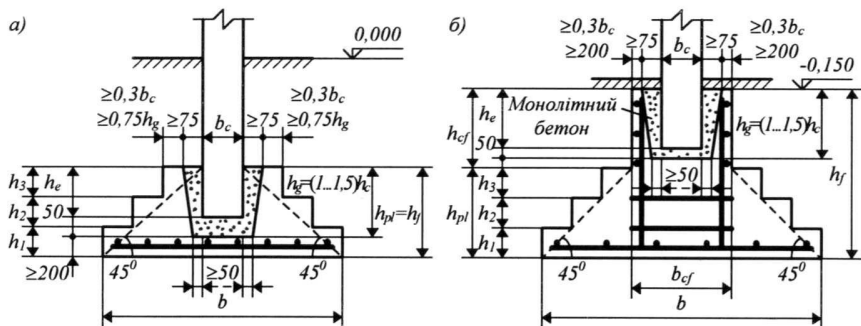


Рисунок 8.6 - Монолітні залізобетонні фундаменти стаканного типу:

а - під збірну залізобетонну колону; б - під збірну залізобетонну колону з підвищеною стаканною частиною; b_c і h_c - розміри поперечного перерізу колоны; h_{cf} і b_{cf} - відповідно висота та ширина підколонника; h_{pl} - висота плитної частини; h_g - висота стаканної частини; h_e - величина замурування колоны у фундамент

Таблиця 8.3 - Кількість і висота виступів фундаменту залежно від його повної конструктивної висоти

Висота конструктивної частини фундаменту, мм	Висота виступів, мм		
	h_1	h_2	h_3
300	300	---	---
450	450	---	---
600	300	300	---
750	300	450	---
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Збірні залізобетонні колони замурують у стакани фундаментів на глибину не менше $(1...1,5)h_c$ так, щоб товщина нижньої плити стакана була не менше 200 мм. Товщина підливки дорівнює 50 мм, внаслідок чого глибина стакана буде складати $h_g = h_e + 50$ мм. Зазори між колоною та стінками стакана приймають по низу не менше 50 мм і по верху - не менше 75 мм. Зазори після встановлення колоны заповнюють бетоном на дрібному заповнювачі, який приймають на клас вище за клас бетону фундаменту. Товщину стінок стакана призначають не менше $0,3h_c$, а також не менше $0,75h_g$ для неармованих стаканів (рис. 8.6,а) та не менше 200 мм для армованих стаканів (рис. 8.6,б).

Основні принципи призначення конструктивних форм **стовпчастих залізобетонних монолітних фундаментів під сталеві колони** аналогічні наведеним вище для фундаментів під збірні залізобетонні колони, але з деякими особливостями (рис. 8.7). Обпирання башмаків сталевих колон здійснюють

безпосередньо на верхню поверхню фундаментів, на заздалегідь встановлені опорні плити та деталі. Кріплення сталевих колон до фундаментів виконують за допомогою анкерних болтів, діаметр d яких визначають за розрахунком і які встановлюють в опалубку в проектне положення до бетонування. Висоту фундаментів іноді призначають залежно від довжини замурування анкерних болтів, яка зазвичай складає $(35...40)d$. Відстань t від осі анкерного болта до грані найближчого виступу приймають не менше 150 мм при діаметрі анкерних болтів до 48 мм і 200 мм - при більшому діаметрі.

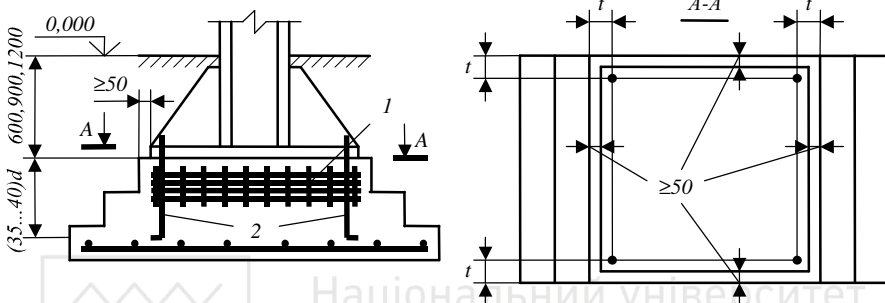


Рисунок 8.7 - Монолітний залізобетонний фундамент під сталеву колону:
1 - сітки побічного армування; 2 - анкерні болти діаметром d

8.3. Проектування жорстких фундаментів

Основна задача при проектуванні фундаментів за граничними станами зводиться до виконання умови, відповідно до якої очікувані за розрахунком деформації їхніх основ не повинні перевищувати граничних величин, обмежених будівельними нормами, при забезпеченні загальної стійкості основи.

Основи та фундаменти розраховують на дію найбільш несприятливих сполучень із можливих одночасно діючих навантажень під час будівництва та експлуатації будівель і споруд відповідно до чинних будівельних норм.

Проектування фундаментів починають із призначення відміток уступу та закладання підшови відносно поверхні ґрунту. Потім розраховують найменшу площу, а отже, й найменші розміри підшови фундаменту. При цьому, щоб у подальшому можна було виконувати розрахунки осідань за теорією лінійно деформівного середовища, необхідно виконати обов'язкову умову: щоб середній розрахунковий тиск по підшві фундаменту p_{mII} (індекс II вказує на те, що ця величина відноситься до розрахунків за другою групою граничних станів) від діючих навантажень не перевищував розрахункового опору ґрунту основи R , тобто необхідно, щоб виконувалась умова

$$p_{mII} \leq R. \quad (8.3)$$



Якщо на деякій глибині нижче підосви фундаменту залягає шар більш слабого ґрунту, ніж безпосередньо під підосвою, то перевіряють міцність цього шару. При необхідності застосовують одне з розглянутих вище конструктивних рішень (рис. 7.13, 7.14). Після встановлення розмірів підосви проектують поперечний переріз (профіль) тіла фундаменту за умов жорсткості матеріалу.

Якщо можлива втрата стійкості основи будівлі або споруди (при суттєвих горизонтальних навантаженнях, розташуванні фундаментів на укосах, схилах і т. д.) виконують розрахунок основи за стійкістю.

Потім приступають до розрахунку основи за другою групою граничних станів - за деформаціями для виконання умови (7.24). Якщо його виконати неможливо, удаються або до розвитку площі підосви фундаменту, або застосовують інший вид фундаментів (наприклад, пальовий фундамент), або влаштовують штучну основу. Після цього розрахунки повторюють.

8.3.1. Визначення розрахункового опору ґрунту основи. Як уже було зазначено раніше (див. 6.2), з урахуванням практики фундаментобудування будівельні норми при призначенні величини **нормативного опору** R_n допускають можливість утворення в ґрунті основи під краями фундаментів зон локальних пластичних деформацій (зон місцевих зсувів), але не більше ніж на глибину, що дорівнює $1/4$ ширини підосви фундаменту b (тиск R_n на рис. 4.1.2). Використовуючи залежності теорії лінійно деформівного напівпростору та умови граничної рівноваги ґрунтового середовища, величину нормативного опору ґрунту основи визначали теоретично підстановкою у формулу для визначення першого критичного тиску максимальної глибини розповсюдження зон зсувів ($z_{max}=0,25b$) (див. формули (6.12) і (6.13)). Для переходу від нормативного R_n до **розрахункового опору** R , що визначають не лише з умов міцності ґрунтів, а також і з умов стійкості будівель і споруд, вводять додаткові коефіцієнти, що враховують умови їхньої спільної роботи й надійності. Остаточно формула для визначення розрахункового опору ґрунту основи R , $\kappa Па$, в чинних будівельних нормах набуває зручного для практичного використання вигляду

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II} + (M_q - I) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (8.4)$$

де γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи відповідно ґрунтової основи та будівлі або споруди у взаємодії з основою, що приймають відповідно до табл. 8.4; k - коефіцієнт, який приймають при визначенні міцнісних характеристик ґрунту безпосередніми випробуваннями $k=1$; при використанні табличних значень характеристик ґрунтів - $k=1,1$; b - ширина прямокутного або діаметр круглого фундаменту; k_z - коефіцієнт, який приймають при $b < 10$ рівним одиниці; при $b \geq 10$ м - $k_z = z_0/b + 0,2$ ($z_0 = 8$ м); M_{γ} , M_q і M_c - безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, які залежать від значення кута внутрішнього тертя ґрунту φ_1 і можуть бути визначені за допомогою табл. 6.1; γ_{II} - усереднене (по шарах) розрахункове значення об'ємної ваги ґрунту, що залягає вище відмітки закладання фундаменту, $\kappa Н/м^3$; γ'_I - те ж саме, але залягає нижче підосви фундаменту; c_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підосвою фундаменту, $\kappa Па$; d_1 - глибина закладання фундаментів безпідвальних будівель і споруд або

приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу: $d_I = h_s + h_{ef} \gamma_{ef} / \gamma_{пв}$, м; h_s - товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту з боку підвалу, м; h_{ef} - товщина конструкції підлоги підвалу, м; γ_{ef} - розрахункове значення об'ємної ваги підлоги підвалу, кН/м³; d_b - глибина підвалу - відстань від рівня планування до підлоги підвалу (для будівель і споруд з підвалом шириною $B \leq 20$ м і глибиною більше 2 м - $d_b = 2$ м, при ширині підвалу $B > 20$ м - $d_b = 0$), м.

Таблиця 8.4 - Значення коефіцієнтів γ_1 і γ_2

Назва ґрунту	Коефіцієнт γ_1	Коефіцієнт γ_2 для споруд з жорсткою конструктивною схемою при співвідношенні довжини споруди або відсіку до його висоти L/H , яке дорівнює	
		4 і більше	1,5 і менше
Великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем і піски, крім дрібних і пилуватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилуваті:			
малою та середнього ступенів водонасичення	1,25	1	1,2
насичені водою	1,1	1	1,2
Глинисті, а також великоуламкові з глинистим заповнювачем, показником текучості ґрунту або заповнювача:			
$I_L \leq 0,25$	1,25	1	1,1
$0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1	1,1
$I_L > 0,5$	1,1	1	1

Примітки: 1. До споруд із жорсткою конструктивною схемою відносять споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформацій основи. 2. Для будівель із гнучкою конструктивною схемою коефіцієнт γ_2 приймають рівним одиниці. 3. Для проміжних значень L/H коефіцієнт γ_2 визначають інтерполяцією.

Розрахункові опори R ґрунтів основ у випадку їхнього покращання (див. параграф 11) визначають, виходячи з указаних завданням на проектування розрахункових значень фізико-механічних характеристик покращених ґрунтів.

8.3.2. Вибір відмітки уступу фундаменту. Для стрічкових фундаментів житлових, цивільних і промислових будівель та споруд (див. рис. 8.5), а також стовпчастих фундаментів під збірні залізобетонні колони з підвищеною стаканною частиною (див. рис. 8.6,б) відмітку уступу фундаменту приймають не менше, ніж на 5 см (зазвичай приймають 15 см) нижче нульової відмітки (рівня чистої підлоги), але вище (не менше ніж на 5 см) відмітки зовнішнього вимощення або планувальної відмітки. У випадку стрічкових фундаментів по уступу вкладають гідроізоляцію, що уберігає стіни та підлогу від капілярної вогкості. Крім того, відмітка уступу залежить від висоти підвалу або технічного підпілля, а також від конструктивної схеми будівлі або споруди.

Уступ фундаментів під металеві колони (див. рис. 8.7) влаштовують на 600, 900 або 1200 мм нижче рівня нульової відмітки, щоб можна було розмістити башмаки колон.



Для фундаментів опор акведуків, мостів, водопропускних труб відмітку уступу призначають зазвичай на 0,5 м нижче самого низького горизонту води. На річках з інтенсивним льодоходом уступ фундаменту заглиблюють із таким розрахунком, щоб тиск льоду повністю сприймався опорою, якій для цього надають спеціального перерізу, а не фундаментом. На місцевості, не вкритій водою, уступ призначають на 10...15 см нижче відмітки поверхні ґрунту.

8.3.3. Визначення розмірів підшови фундаментів. Для прийнятої глибини закладання фундаментів (див. 7.10) призначають форму підшови та шляхом розрахунку знаходять її площу й розміри в плані. Форму підшови фундаменту вибирають, в основному, залежно від конфігурації у плані надфундаментної частини будівлі або споруди, їхнього призначення, характеру навантажень, що передаються на основу. Форма підшови може бути квадратною, прямокутною, стрічковою (під усією будівлею або спорудою, під окремі колони, опори, стіни), круглою, багатокутною (під водонапірні, силосні та інші башти, димові труби тощо) та більш складних окреслень (під гідротехнічні споруди, висотні будівлі та ін.).

Основним розрахунком, як уже відмічалось раніше, є розрахунок за другою групою граничних станів, тобто за деформаціями. Однак його можна вести лише підбором. Для цього шляхом послідовних наближень призначають розміри підшови фундаменту, обчислюють напруження на контакті з нею та осідання основи, поступово домагаючись одночасного виконання умов (7.23) і (7.24). Такий розрахунок дуже трудомісткий. Тому для більшої визначеності та зменшення обчислювальної роботи розміри підшови попередньо призначають з умови, щоб середній тиск $p_{m \Pi}$ на основу під фундаментом дорівнював **умовному розрахунковому опору R_0** , що приймають залежно від виду та стану ґрунту основи за спеціальними таблицями будівельних норм. Для прикладу в табл. 8.5 і 8.6 наведені значення умовних розрахункових опорів пісків і глинистих непросідлих ґрунтів. Значення R_0 встановлені тривалою дослідницькою практикою та надані для умовних фундаментів шириною $b_0=1$ м і глибиною закладання $d_0=2$ м.

Таблиця 8.5 - Умовні розрахункові опори R_0 пісків

Піски	Значення R_0 , кПа, залежно від щільності будови пісків	
	щільні	середньої щільності
Крупні	600	500
Середньої крупності	500	400
Дрібні:		
малого ступеня водонасичення	400	300
середнього ступеня водонасичення та насичені водою	300	200
Пилуваті:		
малого ступеня водонасичення	300	250
середнього ступеня водонасичення ..	200	150
насичені водою	150	100



Глинисті ґрунти	Коефіцієнт пористості e	Значення R_0 , кПа, при показнику текучості ґрунту	
		$I_L=0$	$I_L=1$
Супіски	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глини	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Після орієнтовного обчислення ширини підшви фундаменту за відомих глибини його закладання, діючих на основу розрахункових навантажень та умовного розрахункового опору R_0 ґрунту основи визначають R за формулою (8.4), а вже потім методом послідовних наближень уточнюють ширину фундаменту. Відповідно до прийнятого в будівництві модуля розміри підшви фундаменту приймають кратними 0,1 м.

Зазначимо, що табличними умовними розрахунковими опорами R_0 допускається користуватись і при остаточному призначенні розмірів фундаментів будівель та споруд III і IV класів відповідальності (див. 7.7), якщо їхні основи однорідні й стисливість ґрунтів під підшовою не збільшується до глибини, яка дорівнює подвійній ширині найбільшого фундаменту.

Площу й розміри підшви фундаменту обчислюють за відомими формулами теорії споруд для центрального та позacentрового стисків під дією розрахункових навантажень і уточнюють розрахунком за деформаціями, а в деяких випадках - і за стійкістю.

Розподіл контактних тисків по підшві фундаменту приймають за лінійним законом (рис. 8.8). Якщо рівнодіюча проходить через центр ваги фундаменту (для симетричних фундаментів центр ваги фундаменту співпадає з геометричним центром), то епюру тисків приймають прямокутною (рис. 8.8,а), якщо рівнодіюча знаходиться в межах ядра перерізу (для прямокутних фундаментів - у межах середньої третини розміру підшви фундаменту) - у формі трапеції (рис. 8.8,б), якщо співпадає з контуром ядра перерізу - трикутною (рис. 8.8,в) і якщо виходить за межі ядра - двозначною (рис. 8.8,г). При проектуванні домагаються, щоб контактне напруження розподілялось по всій площі підшви фундаменту найбільш рівномірно.

З цієї метою розміри підшви фундаменту починають визначати з вибору положення її центра ваги відносно осі надфундаментної конструкції будівлі або споруди (опори, колони та ін.). Потім усі вертикальні та горизонтальні сили, що діють на фундамент, переносять у площину його підшви. Якщо

рівнодіюча вертикаль-
них навантажень про-
ходить через центр
ваги підшви фунда-
менту, то такий фун-
дамент буде працюва-
ти як **центрально на-
вантажений** (рис.
8.8,а). Вертикальні
нормальні стискаючі
напруження під його
підшовою розподіля-
ються рівномірно, і
такий фундамент на
однорідних ґрунтах не
буде зазнавати крену.
В цьому випадку при
розрахунку за норма-
льними стискаючими
напруженнями потріб-
на найменша площа

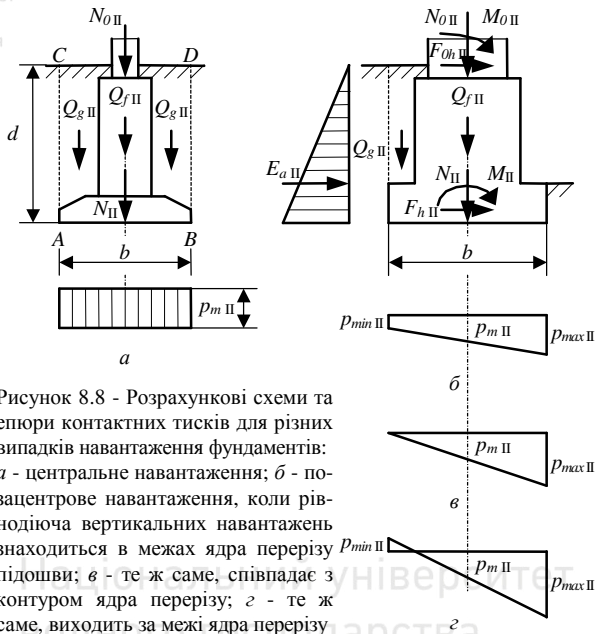


Рисунок 8.8 - Розрахункові схеми та епюри контактних тисків для різних випадків навантаження фундаментів: а - центральне навантаження; б - позакентрове навантаження, коли рівнодіюча вертикальних навантажень знаходиться в межах ядра перерізу $p_{min II}$; в - те ж саме, співпадає з контуром ядра перерізу; г - те ж саме, виходить за межі ядра перерізу

підшви, оскільки міцність ґрунту використовується максимально по всій площі обпирання.

Якщо ж рівнодіюча прикладена з ексцентриситетом по відношенню до центра ваги підшви, то фундамент буде **позакентрово навантаженим**. Таке навантаження може бути наслідком передачі надфундаментними конструкціями на основу моменту, горизонтальних складових сил, а також одностороннього бокового тиску ґрунту (рис. 8.8,б,в,г). При позакентровому навантаженні осідання фундаменту буде нерівномірним, наприклад, у вигляді крену в сторону ексцентриситета. Міцність ґрунту на стиск при цьому буде використана не по всій площі підшви, а лише на обмеженій ділянці з невеликими напруженнями, а решта частина площі буде недовантажена. В будь-якому випадку не можна допускати двозначної епюри контактних напружень, оскільки з боку розтягаючих зусиль буде відбуватись відрив фундаменту від ґрунту основи, і в роботі буде враховуватись лише частина підшви фундаменту, по якій передається стискаюче зусилля.

Розміри підшви центрально навантажених фундаментів визначають (попередньо) з умови, щоб середній розрахунковий тиск по підшві від центрального навантаження не перевищував розрахункового опору ґрунту основи R :

$$p_{m II} = N_{II} / A = (N_{0 II} + Q_{f II} + Q_{g II}) / A \leq R, \quad (8.5)$$

де N_{II} - рівнодіюча вертикальних розрахункових навантажень на фундамент; $N_{0 II}$ - розрахункове

навантаження по уступу фундаменту; $Q_{f \Pi}$ і $Q_{g \Pi}$ - розрахункові навантаження відповідно від маси фундаменту та ґрунту на його виступах; A - площа підшови фундаменту.

Виразимо розрахункове навантаження від маси фундаменту та ґрунту на його виступах (рис. 8.8,а) як вагу умовного фундаменту $ABCD$, що дорівнює

$$Q_{f \Pi} + Q_{g \Pi} = \gamma_f A d \beta \rho_f g = \gamma_f A d \gamma_m, \quad (8.6)$$

де γ - коефіцієнт надійності за навантаженням, який приймають $\gamma=1$ при розрахунку за другою групою граничних станів; d - глибина закладання фундаменту; ρ_f - щільність матеріалу фундаменту; β - коефіцієнт, який враховує меншу щільність ґрунту на виступах фундаменту порівняно з щільністю його матеріалу (враховуючи невеликі коливання значення щільності матеріалу фундаментів, конструкції яких найбільш часто застосовують, і ґрунту, для попередніх розрахунків приймають $\beta=0,85$); γ_m - усереднена об'ємна вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його виступах (для попередніх розрахунків приймають $\gamma_m = \beta \rho_f g \approx 20 \text{ кН/м}^3$).

Підставивши вираз (8.6) у рівняння (8.5), площу підшови фундаменту A (м^2) за прийнятого умовного розрахункового опору ґрунту R_0 (кПа) можна визначити за формулою

$$A = \frac{N_{o \Pi}}{R_0 - \gamma_f d \gamma_m}. \quad (8.7)$$

Для визначення розмірів підшови прямокутного фундаменту за обчисленою площею A задаються співвідношенням сторін $\eta = l/b$ (b - ширина, l - довжина), домагаючись однакового винесення фундаменту в усі сторони від зовнішніх границь надфундаментної конструкції. Тоді після визначення ширини підшови $b = \sqrt{A/\eta}$ можна знайти і $l = \eta b$. Для стрічкових фундаментів ширина підшови буде $b = A/1$, оскільки для них навантаження визначають на 1 м довжини, а для квадратних - $b = \sqrt{A}$. За останнім виразом можна також наближено визначити найбільшу ширину підшови круглого фундаменту та фундаменту у формі правильного многокутника.

За отриману ширину фундаменту b уточнюють величину розрахункового опору ґрунту основи R за формулою (8.4). Після попереднього обчислення основних розмірів фундаменту (глибини закладання, розмірів підшови) остаточно їх призначають розрахунком за деформаціями, а тоді вже конструюють тіло фундаменту: призначають розміри уступів, розраховують арматуру і т. д.).

Розміри підшови позacentрово навантажених фундаментів визначають з умови, щоб максимальний розрахунковий тиск на ґрунт біля краю підшови, обчислений з передумови його лінійного розподілу по ній (рис. 8.8,б,в), при ексцентриситеті відносно однієї головної осі інерції підшови фундаменту не перевищував 1,2R:

$$p_{\max \Pi} \leq 1,2R. \quad (8.8)$$

Для мінімального розрахункового тиску обмеження не введені, але з метою запобігання відриву частини підшови фундаменту від основи (рис. 8.8,г) він повинен бути не менше нуля:



$$p_{\min \Pi} \geq 0. \quad (8.9)$$

Крім того, для середнього розрахункового тиску по підшві повинна задовольнятися умова (8.5).

Розподіл тисків по підшві позацинтрово навантажених фундаментів можна записати з умови позацинтрового стиску, коли моменти діють в одній площині:

$$p_{\max \Pi} = N_{\Pi} / A \pm M_{\Pi} / W, \quad (8.10)$$

де N_{Π} - рівнодіюча розрахункових вертикальних навантажень на фундамент ($N_{\Pi} = N_{0 \Pi} + Q_{f \Pi} + Q_{g \Pi}$, тут $N_{0 \Pi}$, $Q_{f \Pi}$ і $Q_{g \Pi}$ - те саме, що у формулі (8.5)); M_{Π} - момент усіх зовнішніх розрахункових сил відносно осі, що проходить через центр ваги (головна вісь) підшви фундаменту ($M_{\Pi} = M_{0 \Pi} + M_{N_{0 \Pi}} + M_{Q_{f \Pi}} + M_{Q_{g \Pi}} + M_{F_{0h \Pi}} + M_{E_{a \Pi}}$, тут $F_{0h \Pi} = F_{0h \Pi} + E_{a \Pi}$, $F_{0h \Pi}$ - горизонтальна складова зовнішніх розрахункових навантажень по уступу фундаменту, $E_{a \Pi}$ - рівнодіюча розрахункових сил активного тиску ґрунту); W - момент опору перерізу підшви відносно тієї ж самої осі.

Прийнявши для прямокутної підшви

$$A = bl; \quad W = \frac{b^2 l}{6}; \quad M_{\Pi} = N_{\Pi} e, \quad (8.11)$$

де b - розмір підшви прямокутного фундаменту в площині дії моменту; l - розмір підшви в перпендикулярному напрямку; e - ексцентриситет рівнодіючої вертикальних навантажень відносно центра ваги підшви фундаменту,

отримаємо

$$p_{\max \Pi} = 1,2 R = \frac{N_{\Pi}}{bl} \pm \frac{6 N_{\Pi} e}{b^2 l} = \frac{N_{\Pi}}{bl} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right). \quad (8.12)$$

Якщо виявиться, що додаткове напруження від моментів (або одного моменту), що діють відносно головної осі (величина останнього члена в цьому виразі) складає менше 20% від середнього напруження (величини першого члена), то розрахунок ведуть за формулою (8.5) як для центрально навантаженого фундаменту без урахування складової від моментів. При цьому розрахунковий опір R приймають без коефіцієнта 1,2. У протилежному випадку розрахунок ведуть шляхом поступового підбору розмірів підшви фундаменту за формулами позацинтрового стиску до задовільнення умови (8.8).

Для прямокутних фундаментів, підставивши $l = \eta b$, рівняння (8.12) набуде вигляду

$$1,2 R = \frac{N_{\Pi}}{\eta b^2} \pm \frac{6 N_{\Pi} e}{\eta b^3}. \quad (8.13)$$

Привівши це рівняння до спільного знаменника, знайдемо

$$1,2 R \eta b^3 - N_{\Pi} b \mp 6 N_{\Pi} e = 0. \quad (8.14)$$

Розв'язавши графічним методом або підбором рівняння (8.14) відносно b , отримаємо шукану ширину фундаменту, а отже, і його довжину.

Для квадратного фундаменту, де $\eta = l/b = 1$, із формули (8.14) отримаємо

$$1,2 R b^3 - N_{\Pi} b \mp 6 N_{\Pi} e = 0. \quad (8.15)$$

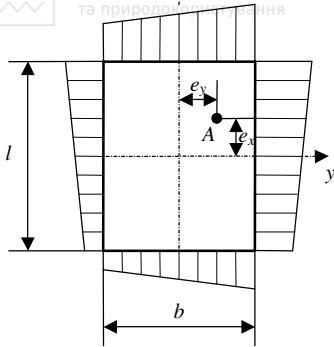


Рисунок 8.9 - План підшови та епюри тиску біля країв підшови фундаменту, позациентрово навантаженого відносно двох головних осей інерції

Для стрічкового фундаменту, у якого $l=1$ м (навантаження визначають на 1 пог. м довжини), вираз (8.12) набуде вигляду

$$1,2Rb^2 - N_{\Pi}b \mp 6N_{\Pi}e = 0. \quad (8.16)$$

У деяких випадках (фундаменти на розі будівлі) точка прикладання рівнодіючої зовнішніх сил зміщена відносно обох головних осей підшови (точка А на рис. 8.9) фундаменту. Тоді розміри фундаментів із прямокутною підшовою визначають з умови, щоб максимальний розрахунковий тиск на ґрунт у кутовій точці підшови не перевищував $1,5R$

$$p_{\max \Pi} \leq 1,5R, \quad (8.17)$$

а з метою не припущення відриву частини підшови фундаменту від основи також щоб мінімальний тиск $p_{\min \Pi}$ був не менше нуля (умова (8.9)). Додатково, для середнього розрахункового тиску по підшві має задовольнятися умова (8.5).

Розподіл тисків по підшві позациентрово навантажених фундаментів для випадку дії моментів у двох площинах можна знайти за виразом

$$p_{\min \Pi}^{\max \Pi} = N_{\Pi} / A \pm M_{x\Pi} / W_x \pm M_{y\Pi} / W_y, \quad (8.18)$$

де $M_{x\Pi}$ і $M_{y\Pi}$ - моменти всіх розрахункових зовнішніх сил відносно головних осей відповідно x і y , що проходять через центр ваги підшови фундаменту; W_x і W_y - моменти опору перерізу підшови відносно тих же самих осей.

Для прямокутної підшови, прийнявши

$$A = bl; \quad W_x = \frac{b^2 l}{6}; \quad W_y = \frac{bl^2}{6}; \quad M_{x\Pi} = N_{\Pi} e_y; \quad M_{y\Pi} = N_{\Pi} e_x, \quad (8.19)$$

де e_x і e_y - ексцентриситети рівнодіючої вертикальних навантажень відносно головних осей відповідно y і x , що проходять через центр ваги підшови фундаменту,

будемо мати

$$p_{\min \Pi}^{\max \Pi} = 1,5R = \frac{N_{\Pi}}{bl} \pm \frac{6N_{\Pi}e_x}{bl^2} \pm \frac{6N_{\Pi}e_y}{b^2 l} = \frac{N_{\Pi}}{bl} \left(1 \pm \frac{6e_x}{l} \pm \frac{6e_y}{b} \right). \quad (8.20)$$

Подальша послідовність обчислень аналогічна тій, що була застосована при визначенні розмірів підшови центрально навантаженого фундаменту.

Після того як будуть знайдені теоретичні розміри підшови фундаменту за прийнятої глибини закладання, йому надають ступінчасту або з похилими гранями форму (з урахуванням кута жорсткості, розмірів виступів і т. д.).

Позациентрово навантажені фундаменти можуть мати симетричну та несиметричну форми поперечного перерізу (профілю). В фундаментах несиметричної конструкції розширення виступів несиметричні по відношенню до



вертикальної осі, і вона не співпадає з центром ваги підосви.

Для **симетричних** фундаментів розмір підосви залежить від ексцентриситета рівнодіючої по відношенню до їхньої осі. Так, для прямокутних фундаментів не слід допускати ексцентриситет більше, ніж $e=b/6$, тобто еюра тиску має бути однозначною.

Щоб зменшити вплив великого ексцентриситета навантаження та вирівняти тиск по підосві, фундаменти роблять **несиметричними**. Для цього їх розвивають у напрямку ексцентриситета, наближуючи по можливості центр ваги підосви до вертикалі прикладання рівнодіючої сили. Коли ексцентриситет досягає значення $e \leq 0,033b$, його можна вже не враховувати та проектувати несиметричний фундамент як центрально навантажений, оскільки при цьому найбільший p_{max} II і найменший p_{min} II крайові тиски на ґрунт відрізняються не більше, ніж на 20%.

8.3.4. Перевірка міцності підстеляючого шару. Після остаточного встановлення всіх основних розмірів фундаменту у випадку, якщо на деякій глибині від його підосви залягає шар слабкого ґрунту або шар із меншою, ніж безпосередньо під підосвою, несучою здатністю (рис. 8.10), необхідно перевірити його міцність, а також уточнити, чи можливе при розрахунку основ за деформаціями застосування для ґрунту теорії лінійно деформівних тіл. Необхідно порівняти повне напруження на покрівлі слабого шару на глибині z від підосви фундаменту σ_z II, що складається з природного тиску ґрунту σ_{zg} і додаткового тиску від фундаменту $\sigma_{zp} = \alpha_z p_{oc}$ із розрахунковим опором ґрунту на глибині z (на покрівлі слабого шару) R_z , який визначають за формулою (8.4). Тоді умова міцності підстеляючого шару буде мати вигляд

$$\sigma_{zg} + \alpha_z p_{oc} \leq R_z, \quad (8.21)$$

де σ_{zg} - природний тиск на покрівлі слабого шару, що дорівнює $\sigma_{zg} = \gamma_{II} d + \gamma_{II} z$; p_{oc} - додатковий тиск по підосві фундаменту, що дорівнює $p_{oc} = p_m II - \gamma_{II} d$; α_z - коефіцієнт розсіювання тиску p_{oc} по глибині основи (див. 4.3.4, табл. 4.2); d - глибина закладання фундаменту; γ_{II} - усереднена об'ємна вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його виступах (у розрахунках можна приймати $\gamma_{II} = 20 \text{ кН/м}^3$); γ_I - усереднена (по шарах) об'ємна вага ґрунту, розташованого на ділянці між покрівлею підстеляючого шару та підосвою фундаменту.

Враховуючи розсіювання напружень у ґрунті під фундаментом, при об-

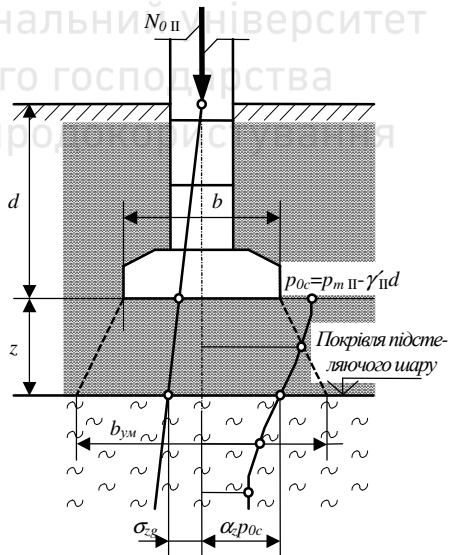


Рисунок 8.10 - Розрахункова схема до перевірки міцності підстеляючого шару ґрунту основи



численні розрахункового опору слабкого шару R_z необхідно передбачати більшу площу, ніж площа підшви проєктованого фундаменту. Тому R_z визначають як для умовного фундаменту, що має глибину закладання на відмітці z і умовну площу $A_{ум} = N_0 \pi / (\alpha p_{0c})$. Ширину умовного фундаменту $b_{ум}$ визначають за такими формулами:

для стрічкового фундаменту

$$b_{ум} = A_{ум} / l, \quad (8.22)$$

де l - довжина ділянки стрічкового фундаменту, м, у межах якого діє навантаження N_0 п;

для прямокутного фундаменту

$$b_{ум} = \sqrt{A_{ум} + a^2} - a, \quad (8.23)$$

де $a = (l - b)/2$; l і b - відповідно довжина та ширина прямокутного фундаменту, м.

Якщо міцність підстеляючого шару виявиться недостатньою при встановлених раніше розмірах підшви фундаменту (при розрахунках по величині R для несучого шару), то підшву збільшують до виконання умови (8.21), тобто розрахунком по R_z більш слабкого підстеляючого шару. Задачу розв'язують методом послідовних наближень.

8.4. Розрахунок основ за першою групою граничних станів

8.4.1. Загальні положення. Під дією власної ваги ґрунту та зовнішнього навантаження в основі виникає напружений стан, який характеризується нормальними стискаючими та дотичними зсувними напруженнями. При збільшенні навантаження в деяких точках основи може виникнути граничний напружений стан, при якому дотичні напруження по деяких похилих площадках досягають опору ґрунту зсуву. Коли граничний напружений стан охопить велику область і площадки зсувів сусідніх точок утворять суцільні поверхні ковзання, відбудеться втрата несучої здатності основи, яка супроводжується зсувом масиву ґрунту (витиснення ґрунту з-під підшви фундаменту з подальшим його випиранням уверх, сповзання ґрунтових масивів в укосах і схилах тощо) разом із вертикальним, горизонтальним або кутовим переміщенням фундаменту будівлі або споруди. Оскільки втрата несучої здатності основи супроводжується зсувом масиву ґрунту по поверхні (або поверхням) ковзання, граничний стан за несучою здатністю в будь-якій точці цієї поверхні характеризується рівністю дотичного напруження, що діє по елементарній площадці ковзання, величині опору ґрунту зсуву на тій же самій площадці. Тобто, *умова виникнення в основі граничного стану за несучою здатністю (стійкість ґрунтового масиву) являє собою умову граничної рівноваги ґрунту основи при зсуві (міцність ґрунту)*. При цьому відповідно до теорії міцності Кулона (див. 2.4.2) в умовах граничної рівноваги по всій поверхні ковзання між нормальними стискаючими σ і граничними дотичними зсувними напруженнями τ_u повинно виконуватись співвідношення



$$\tau_u = \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (8.24)$$

де φ_1 - розрахунковий кут внутрішнього тертя ґрунту, *град*; c_1 - розрахункове питоме зчеплення ґрунту, *кПа* (індекс I вказує на те, що ці величини відносяться до розрахунків за першою групою граничних станів).

Несучу здатність основи знаходять за теорією граничного напруженого стану ґрунту (див. параграф 6). При цьому для будь-якої будівлі або споруди необхідно розглядати всі можливі схеми руйнування основи.

Як уже відмічалось раніше (див. 8.3), основним розрахунком вертикально завантажених основ є розрахунок за другою групою граничних станів - за деформаціями, адже в цьому випадку вимоги першої групи граничних станів задовольняються автоматично виконанням умови (8.3). Відповідно до будівельних норм розрахунок основ за першою групою граничних станів - за несучою здатністю (міцністю та стійкістю) - обов'язковий у таких випадках:

на основу передаються значні горизонтальні навантаження (підпірними стінами, фундаментами розпірних конструкцій, гідротехнічними підпірними спорудами тощо), у тому числі сейсмічні;

фундамент або споруда цілком розташовані на укосі або поблизу низхідного укосу;

в конструкції самої земляної споруди є укоси, що можуть втратити несучу здатність (стійкість) під дією власної ваги, фільтраційних та інших навантажень;

основа складена водонасиченими глинистими, органомінеральними (мули, сапропелі, заторфовані ґрунти) та органічними (торфи) слабопроникними ґрунтами, що повільно ущільнюються (при коефіцієнті водонасичення $S_r \geq 0,85$ і коефіцієнті консолідації $c_v \leq 1 \times 10^{-7} \text{ см}^2/\text{сек}$);

основа складена скельними ґрунтами.

Мета розрахунку основ за несучою здатністю полягає в забезпеченні міцності їхніх ґрунтів, стійкості ґрунтових масивів (запобігання витиснення їх з-під підшви, сповзання в укосах і схилах та ін.), а також неприпущенні зсуву фундаментів або їхнього перекидання в період будівництва та експлуатації будівель і споруд.

У загальному випадку **розрахунок несучої здатності основ і стійкості зведених на них будівель і споруд виконують на основне та особливе сполучення розрахункових навантажень** за формулою

$$\gamma_{ic} F \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (8.25)$$

(позначення ті ж самі, що у формулі (7.23)) виходячи з умови, що задане сумарне розрахункове навантаження F (діючі вертикальні й горизонтальні сили та їхні моменти) на основу за найбільш не вигідної комбінації не повинно перевищувати несучої здатності основи (сили її граничного опору) F_u для прийнятого напрямку навантаження.

Навантаження, що передаються на основу фундаментами будівель і споруд, слід установлювати розрахунком, виходячи з розгляду спільної роботи

несучих конструкцій з основами. Однак, через складність визначення жорсткості будівлі або споруди або їхніх конструктивних частин допускається навантаження на основу визначати без урахування їхнього перерозподілу над фундаментними конструкціями та приймати відповідно до статичної схеми будівлі або споруди.

Основи стрічкових фундаментів і протяжних споруд перевіряють на стійкість лише в напрямку короткої сторони (ширини) фундаменту або споруди, а основи фундаментів і споруд із прямокутною, квадратною та круглою підшвою - в напрямку дії моменту або напрямку горизонтальної складової зовнішнього навантаження на фундамент або споруду. При цьому слід враховувати, що в загальному випадку залежно від співвідношення вертикальної та горизонтальної складових навантажень втрата стійкості може мати характер (форму) *зсуву разом із масивом ґрунту по деякій поверхні ковзання (глибинний зсув)*, *зсуву по поверхні основи (плоский зсув)*, і *перекидання (поворот навколо деякої осі)* (рис. 8.11). Для основ, складених скельними ґрунтами, перша форма втрати стійкості, що властива дисперсним ґрунтам, набуває характеру *втрати міцності ґрунту основи*.

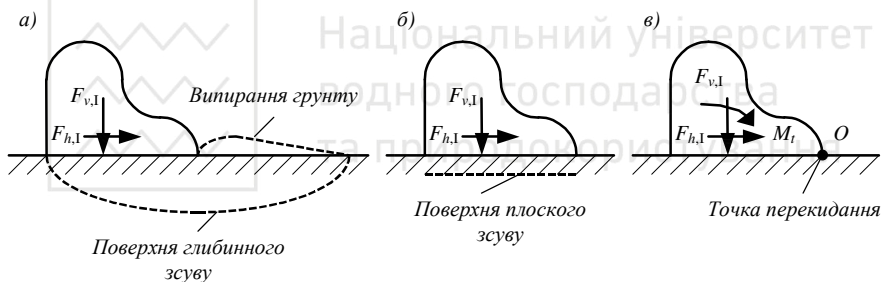


Рисунок 8.11 - Схеми втрати несучої здатності основ і стійкості фундаментів та споруд:

а - зсуву разом із масивом ґрунту по деякій поверхні ковзання (глибинний зсув); б - зсув по поверхні основи (плоский зсув); в - перекидання (поворот навколо осі O)

Необхідно зазначити, що умова (8.25) передбачає низку розрахунків за несучою здатністю залежно від конкретних умов. Наприклад, при проектуванні підпірної стіни розглядають декілька форм порушення її стійкості: а - зсув стіни по поверхні основи (підшві споруди); б - зсув основи разом із стіною. При розрахунку на зсув по підшві розрахунковим навантаженням буде сила тиску ґрунту на підпірну стіну, а несучою здатністю основи (силою її граничного опору) - сумарні сили тертя, що діють по підшві стіни від її власної ваги, та зчеплення (лише для зв'язного ґрунту) по тій же самій поверхні. При розрахунку на зсув основи разом із стіною розрахунковим навантаженням будуть сили, що обертають ґрунт і стіну навколо якогось-то центра (власна вага стіни та сила тиску ґрунту на неї), а несучою здатністю - сили, що чинять опір цьому обертанню (сумарні сили тертя, що розвиваються по поверхні ковзання від власної ваги ґрунту та стіни, і сили зчеплення, що діють по



тій же самій поверхні ковзання).

Слід зауважити, що методів розрахунку несучої здатності основи F_u , які базуються на використанні співвідношення (8.25) із тими або іншими передумовами та спрощеннями, дуже багато. При проектуванні необхідно вибирати такі розрахункові схеми й методи обчислень, які б адекватно відображали реальні умови роботи основи та давали б найбільш достовірні результати.

Усі методи розрахунку несучої здатності ґрунтових основ умовно поділяють на дві групи: *а* - **точні** (чисельні методи), по яких силу граничного опору та форму поверхонь ковзання в основах визначають сумісним розв'язанням диференціальних рівнянь рівноваги та умов граничної рівноваги; *б* - **наближені** (аналітичні та графоаналітичні), в яких розташування поверхонь ковзання задають заздалегідь, а граничний опір визначають з умови втрати основою несучої здатності.

Ці методи дозволяють розв'язувати такі задачі: визначати перший критичний тиск (межу пропорційності) $p_{cr,1}$ і розрахунковий опір ґрунту R ; другий критичний (граничний) тиск $p_{cr,2}$ і несучу здатність (силу граничного опору) основи F_u ; стійкість масивів ґрунту в укосах і схилах; тиск ґрунтів на огорожуючі споруди. Розв'язання більшості перелічених задач уже представлені в попередніх параграфах (див. 6.2, 6.3, 6.4, 8.3.1). Тому далі будемо розглядати лише наближені методи розрахунку несучої здатності основ, що найбільш часто застосовують в інженерній практиці.

Відразу ж зауважимо, що слід розрізняти сили граничного опору основ у стабілізованому (коли осідання основи припинилось) і нестабілізованому стані. У стабілізованому стані, коли відсутній надлишковий поровий тиск води, граничний опір основи вище, ніж у нестабілізованому, де він прямо пропорційно залежить від ступеня консолідації (ущільненості) ґрунтів основи.

8.4.2. Несуча здатність основи, складеної дисперсними ґрунтами, що знаходяться в стабілізованому стані, та стійкість зведених на ній фундаментів будівель і споруд. У розрахунках несучої здатності основ, складених дисперсними ґрунтами, та стійкості зведених на них фундаментів будівель або споруд слід розглядати можливі форми втрати стійкості за такими схемами: *а* - зсуву разом із масивом ґрунту по деякій поверхні ковзання (глибинний зсув); *б* - зсуву по поверхні основи або підшві (плоский зсув); *в* - перекидання (див. рис. 8.11).

За схемою глибинного зсуву виконують розрахунки:

несучої здатності основ і стійкості зведених на них фундаментів будівель та споруд, що піддаються одночасній дії вертикальних і горизонтальних навантажень або несуть лише вертикальні навантаження та розташовані на порівняно слабких ґрунтах;

несучої здатності (стійкості) ґрунтових масивів, розташованих в укосах земляних споруд і схилах (ці питання докладно розглянуті в 6.3).

Для першого випадку вертикальну складову сили граничного опору осно-

ви N_u , складеної дисперсними ґрунтами в стабілізованому стані, будівельні норми рекомендують визначати аналітичним шляхом, якщо фундамент або споруда має плоску підшви та ґрунти основи нижче підшви однорідні до глибини не менше її ширини, а у випадку неоднакових вертикальних привантажень із різних сторін фундаменту або споруди інтенсивність більшого з них не перевищує $0,5R$ (R - розрахунковий опір ґрунту основи, що визначають за формулою (8.4)). Для випадку позacentрового прикладання рівнодіючої зовнішнього навантаження F_p у розрахунок за умовною схемою (рис. 8.12) приймають лише ту частину підшви фундаменту або споруди, для якої можна прийняти центральне прикладання навантаження та рівномірний розподіл напружень p_0 по підшві.

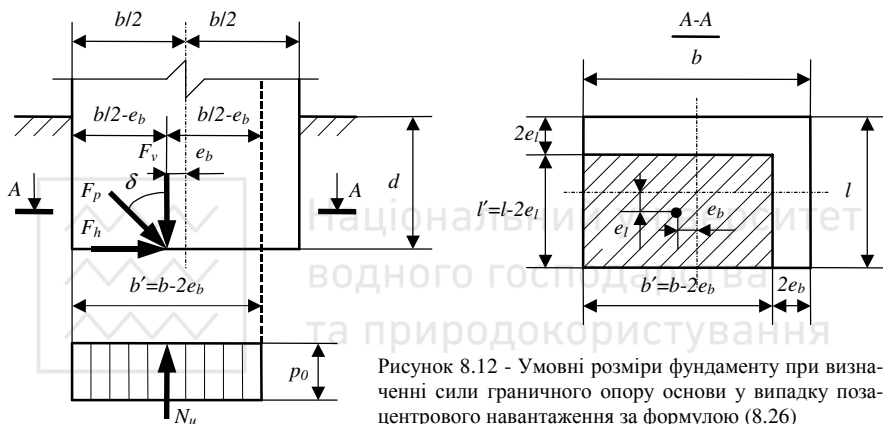


Рисунок 8.12 - Умовні розміри фундаменту при визначенні сили граничного опору основи у випадку позacentрового навантаження за формулою (8.26)

Формула для визначення N_u , κH , має вигляд

$$N_u = b'l' \left(N_\gamma \xi_\gamma b' \gamma_1 + N_q \xi_q \gamma_1' d + N_c \xi_c c_1 \right), \quad (8.26)$$

де b' і l' - відповідно приведені ширина та довжина фундаменту (рис. 8.12), м, які обчислюють за формулами

$$b' = b - 2e_b; \quad l' = l - 2e_l, \quad (8.27)$$

(тут e_b і e_l - відповідно ексцентриситети прикладання рівнодіючої всіх навантажень у напрямку поперечної та поздовжньої осей фундаменту, м, причому літерою b позначена сторона фундаменту, в напрямку якої передбачається втрата стійкості основи); N_γ , N_q і N_c - безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, які визначають за табл. 8.7 залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ґрунту φ і кута нахилу до вертикалі δ рівнодіючої зовнішнього навантаження F_p на основу на рівні підшви фундаменту; γ і γ_1' - розрахункові значення об'ємної ваги ґрунтів, що знаходяться в межах можливої призми випирання ґрунту відповідно нижче та вище підшви фундаменту, $\kappa H/m^3$ (за наявності ґрунтових вод γ і γ_1' визначають з урахуванням зважуючої дії води); c_1 - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, $\kappa Па$; d - глибина закладання фундаменту, м (у випадку неоднакових вертикальних привантажень з різних сторін фундаменту приймають значення d , що відповідає меншому привантаженню, наприклад, з боку підвалу); ξ_γ , ξ_q і ξ_c - коефіцієнти форми фундаменту, що визначають за формулами



Таблиця 8.7 - Значення коефіцієнтів несучої здатності N_γ , N_q і N_c (до розрахунку за формулою (8.20))

ϕ , град	Коефіцієнти	Коефіцієнти N_γ , N_q і N_c при кутах нахилу до вертикалі рівнодіючої зовнішнього навантаження δ , град										45
		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	
0	N_γ N_q N_c	0 1,00 5,14	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
5	N_γ N_q N_c	0,20 1,57 6,49	$\delta=4,9$ $\left\{ \begin{matrix} 0,05 \\ 1,26 \\ 2,93 \end{matrix} \right\}$	---	---	---	---	---	---	---	---	---
10	N_γ N_q N_c	0,60 2,47 8,34	0,42 2,16 6,57	$\delta=9,8$ $\left\{ \begin{matrix} 0,12 \\ 1,60 \\ 3,38 \end{matrix} \right\}$	---	---	---	---	---	---	---	---
15	N_γ N_q N_c	1,35 3,94 10,98	1,02 3,45 9,13	0,61 2,84 6,88	$\delta=14,5$ $\left\{ \begin{matrix} 0,21 \\ 2,06 \\ 3,94 \end{matrix} \right\}$	---	---	---	---	---	---	---
20	N_γ N_q N_c	2,88 6,40 14,84	2,18 5,56 12,53	1,47 4,64 10,02	0,82 3,64 7,26	$\delta=18,9$ $\left\{ \begin{matrix} 0,36 \\ 2,69 \\ 4,65 \end{matrix} \right\}$	---	---	---	---	---	---
25	N_γ N_q N_c	5,87 10,66 20,72	4,50 9,17 17,53	3,18 7,65 14,26	2,00 6,13 10,99	$\delta=22,9$ $\left\{ \begin{matrix} 1,05 \\ 4,58 \\ 7,68 \end{matrix} \right\}$	---	---	---	---	---	---
30	N_γ N_q N_c	12,39 18,40 30,14	9,43 15,63 25,34	6,72 12,94 20,68	4,44 10,37 16,23	$\delta=26,5$ $\left\{ \begin{matrix} 2,63 \\ 7,96 \\ 12,05 \end{matrix} \right\}$	---	---	---	---	---	---
35	N_γ N_q N_c	27,50 33,30 46,12	20,58 27,86 38,36	14,63 22,77 31,09	9,79 18,12 24,55	$\delta=29,8$ $\left\{ \begin{matrix} 6,08 \\ 13,94 \\ 18,48 \end{matrix} \right\}$	---	---	---	---	---	---
40	N_γ N_q N_c	66,01 64,19 75,31	48,30 52,71 61,63	33,84 42,37 49,31	22,56 33,26 38,45	$\delta=32,7$ $\left\{ \begin{matrix} 14,18 \\ 25,39 \\ 29,07 \end{matrix} \right\}$	---	---	---	---	---	---
45	N_γ N_q N_c	177,61 134,87 133,87	126,09 108,24 107,23	86,20 85,16 84,16	56,50 65,58 64,58	$\delta=32,7$ $\left\{ \begin{matrix} 32,26 \\ 49,26 \\ 48,26 \end{matrix} \right\}$	---	---	---	---	---	---

Примітки: 1. При проміжних значеннях ϕ і δ коефіцієнти N_γ , N_q і N_c допускається визначати інтерполяцією. 2. У фігурних дужках наведені значення коефіцієнтів несучої здатності, що відповідають граничному значенню кута нахилу навантаження δ , виходячи з умови (6.31)



$$\xi_\gamma = 1 - 0,25/\eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5/\eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3/\eta. \quad (8.28)$$

де $\eta = l/b$; l і b - відповідно довжина та ширина підшви фундаменту, які у випадку позациентрового прикладання навантаження приймають рівними приведеним значенням l' і b' за формулою (8.27). Якщо $\eta = l/b < 1$, то у формулах (8.28) приймають $\eta = 1$. При $\eta > 5$ фундамент розглядають як стрічковий, а коефіцієнти ξ_γ , ξ_q і ξ_c приймають рівними одиниці.

Кут нахилу до вертикалі δ рівнодіючої зовнішнього навантаження F_p на основу приймають з умови

$$\operatorname{tg} \delta = F_h / F_v, \quad (8.29)$$

де F_h і F_v - відповідно горизонтальна та вертикальна складові зовнішнього навантаження F_p на основу на рівні підшви фундаменту.

Розрахунок за формулою (8.26) допускається виконувати, якщо дотримується **умова можливості глибинного зсуву**

$$\operatorname{tg} \delta < \sin \varphi_1. \quad (8.30)$$

Якщо умова (8.30) не виконується, слід проводити розрахунок фундаменту або споруди на зсув по підшві (плоский зсув).

Вище було зазначено про обмеженість використання при аналітичному методі розрахунку стійкості основ із фундаментами формули (8.26) для обчислення несучої здатності основи (сили її граничного опору) - лише при плоскій підшві фундаменту або споруди, однорідних ґрунтах основи нижче підшви до глибини не менше її ширини і т. д. У більш складних випадках (основа неоднорідна за глибиною, можливе виникнення її нестабілізованого стану, інтенсивність більшого з неоднакових бокових привантажень фундаменту або споруди перевищує $0,5R$, фундамент або споруда розташовані на укосі або поблизу нього тощо) можна використовувати інші методи розрахунку, наприклад - графоаналітичний метод круглоциліндричних і ламаних поверхонь ковзання. Деколи доцільно застосовувати точні чисельні методи.

Найбільш універсальним і простим є графоаналітичний метод, заснований на припущенні, що зсув основи, яка втратила стійкість, відбувається по **круглоциліндричній поверхні ковзання**, тобто частина основи разом із спорудою обертається навколо деякої точки - центра обертання (застосування цього методу для розрахунків стійкості ґрунтових масивів в укосах і схилах наведено в 6.3.4). При цьому рухому частину масиву вважають твердим тілом. За цим методом значення несучої здатності основи як сили її граничного опору зсуву безпосередньо не обчислюють, а визначають **коефіцієнтом надійності** (запасу стійкості) основи γ , який являє собою співвідношення моментів розрахункових сил M_{sr} , що утримують ґрунтовий масив від зсуву по поверхні ковзання, відносно центра обертання до моменту розрахункових зсувних сил M_{sa} відносно того ж самого центра

$$\gamma = M_{sr} / M_{sa} \geq \gamma_u. \quad (8.31)$$

Значення зсувних і утримуючих сил приймають у найбільш не вигідному їхньому сполученні. Граничну (мінімальну) величину коефіцієнта надійності



$$\gamma_u = \gamma_c / (\gamma_n \gamma_{lc}), \quad (8.32)$$

де γ_c , γ_n і γ_{lc} - коефіцієнти з формули (7.23), які враховують відповідно вид і стан ґрунтів основи, ступінь відповідальності будівлі або споруди, прийняте для розрахунку сполучення зовнішніх навантажень.

Для всіх можливих поверхонь ковзання це значення має бути $\gamma_u \geq 1,2$.

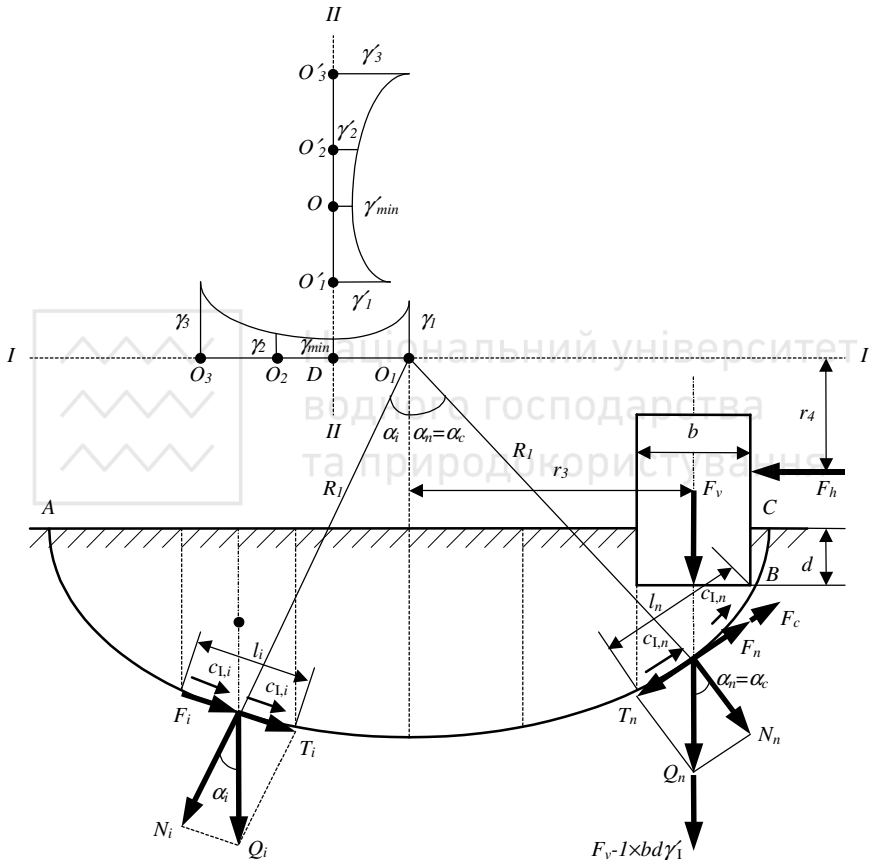


Рисунок 8.13 - Схема до розрахунку несучої здатності основи та стійкості фундаменту (або споруди) на глибинний зсув за методом круглоциліндричних поверхонь ковзання

Розрахунок стійкості основи з фундаментом або спорудою за схемою глибинного зсуву методом круглоциліндричних поверхонь ковзання виконують у такій послідовності:

в околиці центра очікуваної поверхні ковзання проводять горизонтальну лінію I-I (рис. 8.13), на якій довільно вибирають положення можливого

центра поверхні ковзання O_I . Через точку B перетину задньої грані фундаменту (або споруди) та його підшови радіусом R_I проводять слід поверхні ковзання AC ;

рухому частину основи, обмежену дугою AC , розбивають вертикальними лініями на блоки (відсіки ґрунтових масивів), довжину яких приймають з урахуванням розмірів фундаменту (або споруди), особливостей напластування ґрунтів, рівня ґрунтових вод тощо;

графічно, приймаючи форму блоків у вигляді трикутника або трапеції, знаходять їхні центри ваги та обчислюють розрахункову вагу Q_i (на 1 м довжини основи, перпендикулярній площині креслення), які прикладають до нерухомої частини основи в точці перетину вертикалей, що проходять через центри ваги блоків, із поверхнею ковзання. Вагу блоків, у межах яких розташована підшова фундаменту або споруди, визначають без урахування фундаменту або частини споруди, розташованої нижче поверхні землі, але з величини вертикальної складової зовнішнього розрахункового навантаження F_v , що передається на основу будівлею або спорудою, вираховують розрахункову вагу ґрунту в об'ємі фундаменту або підземної частини споруди;

у межах кожного блока розкладають вагу ґрунту Q_i на нормальну N_i і дотичну T_i складові, які визначають за виразами

$$N_i = Q_i \cos \alpha_i; \quad (8.33)$$

$$T_i = Q_i \sin \alpha_i, \quad (8.34)$$

де α_i - кут, утворений вертикаллю та радіусом дуги ковзання R_I , проведеним через точку прикладання ваги i -го блока (визначають графічно);

визначають сили тертя по поверхні ковзання від дії власної ваги ґрунту кожного блока F_i і вертикальної складової зовнішнього навантаження, що передається основі від будівлі або споруди, без урахування ваги ґрунту в об'ємі фундаменту або підземної частини споруди F_c :

$$F_i = N_i \operatorname{tg} \varphi_{i,i} = Q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{i,i}; \quad (8.35)$$

$$F_c = (F_v - I \times b d \gamma'_1) \cos \alpha_c \operatorname{tg} \varphi_{1,c}, \quad (8.36)$$

де $\varphi_{i,i}$ - розрахунковий кут внутрішнього тертя ґрунту по поверхні ковзання i -го блока; $\varphi_{1,c}$ - розрахунковий кут внутрішнього тертя ґрунту в точці перетину вертикалі, проведеної через центр ваги підшови фундаменту (або споруди), із поверхнею ковзання; α_c - кут, утворений вертикаллю та радіусом дуги ковзання R_I , проведеним через точку прикладання вертикальної, складової зовнішнього навантаження від будівлі або споруди до нерухомої частини основи на лінії ковзання (визначають графічно); b і d - відповідно ширина підшови фундаменту (або споруди) та глибина його закладання; γ'_1 - розрахункове значення об'ємної ваги ґрунту, що залягає вище підшови фундаменту (або споруди);

обчислюють зсувний (обертальний) момент на 1 пог. м довжини основи:

$$M_{sa,l} = R_I \sum_{i=1}^n (\pm T_i) + (F_v - I \times b d \gamma'_1) r_3 + F_h r_4, \quad (8.37)$$

де $(F_v - I \times b d \gamma'_1)$ - вертикальна складова зовнішніх розрахункових навантажень, що передаються основі від будівлі або споруди, без урахування ваги ґрунту в об'ємі фундаменту або підземної

частини споруди; F_h - горизонтальна складова зовнішніх розрахункових навантажень, що діють на будівлю або споруду; $T_i = Q_i \sin \alpha_i$ - дотичні складові власної ваги ґрунту окремих блоків.

Знак сили T_i приймають додатним, якщо її напрямок співпадає з напрямком утрати стійкості (напрямок зсуву), та від'ємним, якщо ці напрямки протилежні. При горизонтальній поверхні ґрунту вважають, що суми дотичних складових власної ваги ґрунту окремих блоків T_i на низхідній і висхідній частинах дуги ковзання однакові, а тому в розрахунках цими силами нехтують; вираховують утримуючий момент на 1 *пог. м* довжини основи:

$$M_{sr,l} = R_l \sum_{i=1}^n F_i + R_l F_c + R_l \sum_{i=1}^n c_{1,i} l_i, \quad (8.38)$$

де F_i і F_c - сили тертя, що розвиваються по поверхні ковзання в межах окремих блоків від дії відповідно розрахункових власної ваги ґрунту та вертикальної складової зовнішнього навантаження, яка передається основі від будівлі або споруди, без урахування ваги ґрунту в об'ємі фундаменту або підземної частини споруди; $c_{1,i} l_i$ - сили розрахункового питомого зчеплення, що діють по тій же самій поверхні ковзання на довжині проекції її ділянки l_i , обмеженої розмірами i -го блока (l_i визначають графічно);

визначають коефіцієнт надійності основи:

$$\gamma_l = \frac{M_{sr,l}}{M_{sa,l}} = \frac{R_l \sum_{i=1}^n F_i + R_l F_c + R_l \sum_{i=1}^n c_{1,i} l_i}{R_l \sum_{i=1}^n (\pm T_i) + (F_v - l \times b d \gamma'_1) r_3 + F_h r_4}; \quad (8.39)$$

для визначення мінімального коефіцієнта надійності основи, на горизонтальній лінії $I-I$ намічають додаткові центри обертання O_2 і O_3 (див. рис. 8.13) та за вище викладеною послідовністю обчислюють коефіцієнти надійності γ_2 і γ_3 для поверхонь ковзання, сліди яких проведені відповідно радіусами R_2 і R_3 .

Від точок O_1 , O_2 і O_3 перпендикулярно до лінії $I-I$ у довільному масштабі відкладають відрізки довжиною відповідно γ_1 , γ_2 і γ_3 та з'єднують їхні кінці обвідною лінією;

через точку D , що відповідає мінімальному значенню коефіцієнта надійності γ_{min} , проводять вертикальну пряму $II-II$ і на ній довільно вибирають нові положення можливих центрів O'_1 , O'_2 і O'_3 очікуваних поверхонь ковзання, сліди яких окреслюють відповідно радіусами R'_1 , R'_2 і R'_3 . Для кожної з поверхонь ковзання відповідно до вище наведеної методики обчислюють коефіцієнти γ'_1 , γ'_2 і γ'_3 , а на їхній підставі - мінімальне значення коефіцієнта надійності γ'_{min} і відповідну йому точку O , яка й буде центром обертання найбільш імовірної поверхні ковзання;

порівнюють отримане значення мінімального коефіцієнта надійності основи γ'_{min} із заданим допустимим значенням γ_u , обчисленим за формулою (8.32).

Якщо мінімальне значення коефіцієнта γ'_{min} виявиться менше допустимого γ_u (або менше 1,2), приймають заходи з підвищення стійкості основи (за-

глиблюють фундамент або споруду, збільшують ширину підшви, застосовують пальовий фундамент і т. д.), після чого виконують розрахунок несучої здатності основи та стійкості фундаменту будівлі або споруди з урахуванням нових умов.

За схемою плоского зсуву виконують розрахунок несучої здатності основ і стійкості розташованих на них фундаментів будівель або споруд при невиконанні умови (8.30), тобто при неможливості глибинного зсуву.

Відповідно до вимог будівельних норм стійкість фундаментів будівель або споруд проти плоского зсуву слід розраховувати за формулою

$$\gamma_{lc} \sum F_{sa} \leq (\gamma_c \sum F_{sr}) / \gamma_n, \quad (8.40)$$

де $\sum F_{sa}$ і $\sum F_{sr}$ - суми проекцій на площину ковзання відповідно розрахункових зсувних і утримуючих сил (у найбільш невідному їхньому сполученні), які визначають з урахуванням активного та пасивного тисків ґрунту на бокові грані фундаментів будівель або споруд, κH ; γ_c , γ_n і γ_{lc} - позначення ті ж самі, що у формулі (7.23).

Очевидно, що тут, як і при розрахунку стійкості основ і фундаментів або споруд за схемою глибинного зсуву методом круглоциліндричних поверхонь ковзання, значення несучої здатності основи як сили її граничного опору зсуву безпосередньо не обчислюють. Її визначають коефіцієнтом надійності основи γ_u як співвідношенням розрахункових сил опору ґрунту зсуву в площині контакту підшви фундаменту будівлі або споруди з ґрунтом (утримуючих сил) до діючих розрахункових горизонтальних сил (зсувних сил)

$$\gamma_u = \sum F_{sr} / \sum F_{sa} \geq \gamma_u, \quad (8.41)$$

де граничне (мінімальне) значення коефіцієнта надійності γ_u визначають за виразом (8.32), але в будь-якому випадку приймають $\gamma_u \geq 1,2$.

Для гідроспоруди, зображеної на рис. 8.14, умова (8.41) набуде вигляду

$$\gamma_u = \sum F_{sr} / \sum F_{sa} = \frac{(F_v - V) \tan \varphi_1 + A c_1 + E_{a,l}}{F_{h,t} + E_{a,t} - F_{h,l}} \geq \gamma_u, \quad (8.42)$$

де F_v - вертикальна складова зовнішніх розрахункових навантажень на основу; V - розрахункові сили гідростатичного (Архімедова сила) та гідродинамічного протитисків; $F_{h,t}$ і $F_{h,l}$ - горизонтальні складові зовнішніх розрахункових навантажень на споруду (за виключенням сил активного та пасивного тисків ґрунту) із боку відповідно верхнього й нижнього б'єсів; $E_{a,t}$ і $E_{p,l}$ - розрахункові значення відповідно сил активного тиску ґрунту з верхньої грані споруди та сил пасивного тиску з її низової грані; A - горизонтальна проекція площі підшви споруди, в межах якої враховується зчеплення.

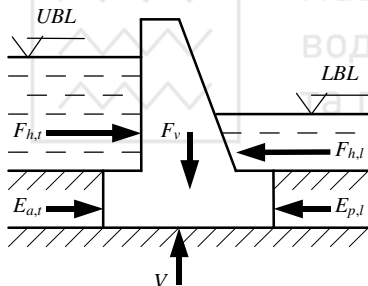


Рисунок 8.14 - Схема до розрахунку стійкості гідроспоруди на плоский зсув (UBL і LBL - рівні відповідно верхнього та нижнього б'єсів)



При розрахунку стійкості фундаментів будівель і споруд проти перекидання всі зовнішні сили, що діють на фундамент (включаючи і власну вагу) приводять до сил F_v і F_h та моменту M_{sa} (рис. 8.15). Сили F_v і F_h є проекціями всіх зовнішніх розрахункових сил відповідно на вертикаль і горизонталь, а момент M_{sa} дорівнює моменту зовнішніх розрахункових сил відносно осі, що проходить через центр ваги підшви фундаменту перпендикулярно розрахунковій площині. Момент M_{sa} сприяє перекиданню фундаменту (повороту його навколо осі O). Момент M_{sr} , що чинить опір перекиданню, буде дорівнювати $F_v a$, де a - відстань від точки прикладання сили F_v до грані фундаменту, відносно якої відбувається перекидання.

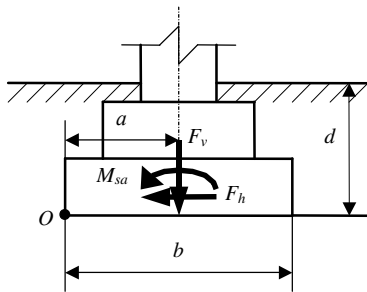


Рисунок 8.15 - Схема до розрахунку стійкості фундаментів будівель проти перекидання

Розрахунок стійкості фундаментів будівель або споруд проти перекидання виконують за формулою

$$\gamma_c M_{sa} \leq \gamma_c M_{sr} / \gamma_n, \quad (8.43)$$

де M_{sa} і M_{sr} - моменти відповідно перекидаючих і утримуючих розрахункових сил у найбільш невідгідному їхньому сполученні відносно осі ймовірного повороту (перекидання) фундаменту або споруди, що проходить по крайніх точках обпирання, $\kappa H \times m$; γ_c , γ_n і γ_c - позначення ті ж самі, що у формулі (7.23).

Тут, як і у випадку розрахунку стійкості основ і фундаментів або споруд за схемою плоского зсуву, значення несучої здатності основи визначають коефіцієнтом надійності основи γ який обчислюють за виразом

$$\gamma = M_{sr} / M_{sa} \geq \gamma_u, \quad (8.44)$$

а його граничне (мінімальне) значення γ_u знаходять за формулою (8.32), але приймають $\gamma_u \geq 1,2$.

8.4.3. Несуча здатність основи, складеної дисперсними ґрунтами, що знаходяться в нестабілізованому стані. Несуча здатність основ, складених водонасиченими глинистими мінеральними, органомінеральними (мулами, сапропелями, заторфованими ґрунтами) та органічними (торфами) слабопроникними ґрунтами, що повільно ущільнюються (при коефіцієнті водонасичення $S_r \geq 0,85$ і коефіцієнті консолідації $c_v \leq 1 \times 10^{-7} \text{ см}^2/\text{рік}$), визначають з урахуванням можливого нестабілізованого стану ґрунтів за рахунок надлишкового тиску в поровій воді p_w . При цьому формула (8.24) набуває вигляду

$$\tau_u = (\sigma - p_w) \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1. \quad (8.45)$$

Надлишковий тиск у поровій воді визначають методами теорії фільтраційної консолідації ґрунтів з урахуванням швидкості збільшення навантаження на основу в період зведення та експлуатації будівель і споруд.

При швидких темпах будівництва або швидкому завантаженні будівель і споруд експлуатаційними навантаженнями, а також при відсутності в основі дренуючих ґрунтів або спеціальних дренуючих пристроїв, несучу здатність основи, складеної водонасиченими ґрунтами, що повільно ущільнюються, допускається визначати в запас стійкості без урахування кута внутрішнього тертя ($\varphi=0$) як для повністю неконсолідованого стану ґрунту або приймати значення φ і c_1 такими, що відповідають частково консолідованому стану ґрунту основи (див. 2.4.3).

У таких випадках *при розрахунку несучої здатності основи за схемою глибинного зсуву* вертикальну складову сили граничного опору однорідної основи стрічкового фундаменту (на 1 м довжини), яка простягається нижче підшови фундаменту на глибину не менше $0,75b$ (b - ширина підшови) при відсутності більш слабкого підстеляючого шару визначають за формулою

$$N_u = b' [q + (\pi + 1 - \alpha + \cos \alpha) c_1], \quad (8.46)$$

де α - кут, рад., обчислюваний з виразу

$$\alpha = \arcsin \frac{F_h}{b' c_1}, \quad (8.47)$$

тут F_h - горизонтальна складова зовнішнього розрахункового навантаження на 1 м довжини фундаменту; q - інтенсивність розрахункового привантаження з боку очікуваного випирання ґрунту (з урахуванням інтенсивності ваги підлоги підвалу або технічного підпілля); b' - позначення те ж саме, що у формулі (8.26).

Формулу (8.46) допускається використовувати, якщо задовольняється вимога

$$F_h \leq b' c_1. \quad (8.48)$$

Вертикальну складову сили граничного опору основи прямокутного фундаменту ($l \leq 3b$) допускається визначати за формулою (8.26), прийнявши в ній $\varphi=0$ і $\xi_c=1+0,11\eta$.

У всіх випадках, якщо на фундамент або споруду діє горизонтальне навантаження та основа складена ґрунтами в нестабілізованому стані, крім розрахунку за формулою (8.46) необхідна *перевірка несучої здатності основи та стійкості фундаменту будівлі або споруди за схемою плоского зсуву по підшові* за формулою (8.40).

8.4.4. Несуча здатність основи, складеної скельними ґрунтами, та стійкість зведених на ній фундаментів будівель і споруд. Розрахунки несучої здатності основ, складених скельними ґрунтами, та стійкості розташованих на них фундаментів і споруд, а також несучої здатності скельних укосів і схилів слід виконувати за схемами: a - утрати міцності основи; b - зсуву по підшові (плоский зсув); v - перекидання. За вирішальні приймають результати розрахунку за тією схемою, яка за умови (8.25) дає найменшу надійність основи, укосу або схилу, будівлі чи споруди.



Методика виконання розрахунків несучої здатності основ і стійкості фундаментів будівель та споруд за двома останніми схемами аналогічна тим, які описані вище для основ, складених дисперсними ґрунтами, що знаходяться в стабілізованому стані (див. 8.4.2). **Утрата ж несучої здатності скельної основи через порушення міцності ґрунту** (перша схема втрати несучої здатності) за значимістю подібна до глибинного зсуву основи з дисперсних ґрунтів. При цьому вертикальну складову сили граничного опору основи (несучу здатність основи) N_u , κH , складеної скельними ґрунтами, незалежно від глибини закладання фундаменту будівлі або споруди будівельні норми рекомендують визначати за формулою

$$N_u = R_c b' l', \quad (8.49)$$

де R_c - розрахункове значення границі міцності на одноосовий стиск скельного ґрунту, $\kappa\text{Па}$; b' і l' - позначення ті ж самі, що у формулі (8.26).

8.5. Розрахунок основ за другою групою граничних станів

8.5.1. Загальні положення. Метою розрахунку основ за другою групою граничних станів - за деформаціями - є обмеження абсолютних і (або) відносних переміщень фундаментів і надфундаментних конструкцій такими межами, за яких гарантується нормальна експлуатація будівлі або споруди та не знизиться їхня довговічність (унаслідок появлення недопустимих осідань, прогинів, вигинів, кутів повороту, кренів, горизонтальних переміщень тощо).

На відміну від розрахунків за першою групою граничних станів, які виконують лише у визначених будівельними нормами випадках (див. 8.4.1), **розрахунки основ за деформаціями виконують обов'язково в усіх випадках.**

Відповідно до будівельних норм **розрахунок основ за деформаціями виконують на основне сполучення розрахункових навантажень** із виконанням таких умов (виходячи зі спільної роботи основи та споруди):

$$s \leq s_u; \quad \bar{s} \leq \bar{s}_u, \quad (8.50)$$

де s - очікуване абсолютне значення осідання окремих фундаментів, яке визначають розрахунком, виходячи з найбільш несприятливих ґрунтових умов; $\bar{s}$ - середнє осідання фундаментів, яке розраховують як середнє значення абсолютних осідань окремих фундаментів:

$$\bar{s} = \frac{s_1 A_1 + s_2 A_2 + \dots + s_n A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}, \quad (8.51)$$

тут $s_1, s_2, \dots, s_n$ - очікувані абсолютні осідання різнотипних окремих фундаментів або стрічок, які визначають розрахунком; $A_1, A_2, \dots, A_n$ - сумарні площі підосви відповідних груп фундаментів, що мають однакові розміри, аналогічні ґрунтові умови та близькі за впливом завантаження сусідніх фундаментів; s_u і $\bar{s}_u$ - граничні значення відповідно абсолютних і середніх осідань, встановлених будівельними нормами.

Граничний стан за умов (8.50) визначають, коли основа складена приблизно горизонтально залягаючими однорідними ґрунтами, стисливість яких із глибиною не збільшується. В цих випадках немає необхідності визначати осі-



дання великої кількості фундаментів. Достатньо розрахувати осідання одного-двох найбільш завантажених, на які, крім того, впливають сусідні фундаменти або навантаження на прилеглих площах. Якщо отримані значення осідань виявляться менше $\bar{s}_u$, то можна стверджувати, що і середнє осідання будівлі або споруди буде менше за цю величину.

Необхідно зазначити, що у формулах (8.50) під величинами s , $\bar{s}$, s_u і $\bar{s}_u$ слід розуміти будь-яку з можливих вертикальних, горизонтальних або кутових деформацій (вигин, прогин, горизонтальне переміщення, кут повороту та ін.) (див. 7.3).

Розрахунок основ лише за умов (8.50) не є достатнім. Основним розрахунком основ будівель і споруд за деформаціями є перевірка **за відносною нерівномірністю осідань**, що характеризується відносними прогином або вигином, поздовжнім або поперечним креном, перекошенням і т. д. (див. рис. 7.5), за формулами

$$(\Delta s/L) \leq (\Delta s/L)_u \quad \text{або} \quad i \leq i_u, \quad (8.52)$$

де $(\Delta s/L)$ та i - відповідно очікувані відносна нерівномірність осідань і крен, які визначають розрахунком; $(\Delta s/L)_u$ та i_u - граничні відповідно відносна нерівномірність осідань і крен, які встановлені будівельними нормами.

8.5.2. Розрахункові деформації основи. Вертикальні деформації. Розрахунок **абсолютних осідань** s (див. рис. 7.5,а) можна виконати будь-яким з розглянутих раніше методів із застосуванням розрахункової схеми у вигляді: a - лінійно деформівного напівпростору з обмеженням глибини активної (стисливої) зони (див. 5.2.2 і 5.2.3) або b - лінійно деформівного шару (див. 5.2.4).

При визначенні осідань необхідно враховувати вплив завантаження сусідніх фундаментів і (або) поверхні ґрунту біля фундаменту, що розраховують (підсипання території, насипами, навалами різних матеріалів тощо), вплив анізотропії міцнісних і деформаційних характеристик ґрунтів основ, а також розвиток деформацій у часі при розрахунку осідань основ із водонасичених глинистих мінеральних, органомінеральних (мулів, сапропелів, заторфованих ґрунтів) та органічних (торфів) слабопроникних ґрунтів, що повільно ущільнюються.

Може виникнути необхідність у розрахунку **середніх осідань фундаментів** $\bar{s}$ (див. рис. 7.5,б) і (або) **відносної нерівномірності осідань двох сусідніх фундаментів** $(\Delta s/L)$ однієї й тієї ж самої будівлі або споруди (див. рис. 7.5,б,ж) через відмінності абсолютних осідань окремих фундаментів, оскільки вони можуть мати різні розміри, форму, глибину закладання, навантаження та привантаження тощо. Так, при одному виді фундаментів середнє осідання фундаментів $\bar{s}$ знаходять за осіданнями як мінімум трьох фундаментів, що чимось із переліченого відрізняються.

Крен фундаменту будівлі або споруди. Фундаменти

будівлі або споруди отримують крен унаслідок позacentрового навантаження основи, несиметричного завантаження поверхні ґрунту біля фундаментів, несиметричного напластування ґрунтів в основі та ін.

При позacentровому навантаженні фундаменту розглядають окремо деформації основи від центрально прикладеного навантаження, що спричиняє осідання, та деформації основи від моменту зовнішніх сил у площині підосви фундаменту. Розрізняють три основних випадки розрахунку крену фундаментів будівель або споруд:

1 - споруда або окрема несуча конструкція обпирається на жорсткий фундамент, при цьому споруда або конструкція може повертатись відносно горизонтальної осі, що проходить через центр підосви фундаменту (опори мостів, акведуків; димові труби, колони естакади тощо) (див. рис. 7.5,к);

2 - жорстка споруда обпирається на декілька фундаментів (бункерні галереї, водонапірні башти та ін.) (див. рис. 7.5,з);

3 - поворот фундаментів спричиняє викривлення надфундаментних конструкцій (наприклад, нижньої частини колони), що супроводжується виникненням додаткових зусиль у цих конструкціях (рамні конструкції тощо) (див. рис. 7.5,ж).

У першому випадку розрахунку крену фундаменту будівлі або споруди тангенс кута повороту прямокутного та круглого фундаменту (споруди), тобто крен, при дії позacentрового навантаження будівельні норми рекомендують визначати за формулою

$$i = \operatorname{tg} \theta = \frac{1 - \mu^2}{E k_m} k_e \frac{N_{\Pi} e}{(a/2)^3}, \quad (8.53)$$

де E і μ - відповідно модуль деформації та коефіцієнт Пуассона ґрунту основи (при неоднорідній основі значення E і μ приймають усередненими в межах стислої товщі); k_e - коефіцієнт, який залежить від форми фундаменту, напрямку дії моменту, відносної товщини лінійно деформівного шару та приймається за табл. 8.8; N_{Π} - вертикальна складова рівнодіючої всіх розрахункових навантажень на фундамент на рівні його підосви; e - ексцентриситет прикладання рівнодіючої N_{Π} ; a - діаметр круглого або сторона прямокутного фундаменту, в напрямку якої діє момент; для фундаменту з підосвою у формі правильного многокутника приймають $a = \sqrt{F/\pi}$ (тут F - площа многокутника); k_m - коефіцієнт, який враховують при розрахунку крену фундаментів за схемою лінійно деформівного шару при $b \geq 10 \text{ м}$ і $E \geq 10 \text{ МПа}$ та приймають за табл. 5.5.

Коефіцієнт Пуассона μ приймають за табл. 2.2.

Усереднені (у межах стислої товщі H_c або товщини шару H) значення модуля деформації та коефіцієнта Пуассона ґрунтів основи $\bar{E}$ і $\bar{\mu}$ визначають за формулами

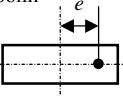
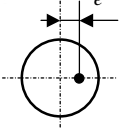
$$\bar{E} = \sum_{i=1}^n A_i / \sum_{i=1}^n (A_i / E_i); \quad (8.54)$$



$$\bar{\mu} = \sum_{i=1}^n \mu_i h_i / H, \quad (8.55)$$

де A_i - площа епюри вертикальних напружень від одиничного тиску по осі фундаменту під його підшовою в межах i -го шару; для схеми напівпростору допускається приймати $A_i = \sigma_{zp} / h_i$ (див. формулу (5.13)), для схеми шару $A_i = k_i - k_{i-1}$ (див. формулу (5.28)); E_i , μ_i , h_i - модуль деформації, коефіцієнт Пуассона та товщина i -го шару ґрунту; n - кількість шарів, що відрізняються значеннями E і μ у межах стисливої товщі H_e або товщини шару H (див. формулу (5.26)).

Таблиця 8.8 - Значення коефіцієнта k_e

Форма фундаменту та напрямок дії моменту	η	k_e при $\zeta=2H/b$							
		0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
Прямокутна з моментом уздовж більшої сторони 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
	3	0,33	0,55	0,73	0,83	0,95	1,01	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
	10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,45	1,56	2,00
Те ж саме, уздовж меншої сторони 	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,20	0,20	0,20
	5	0,06	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12
	10	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07
Кругла 	---	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75	0,75

Примітка. При використанні розрахункової схеми основи у вигляді лінійно деформівного напівпростору коефіцієнт k_e приймають у графі, що відповідає $\zeta=\infty$

Для кільцевих фундаментів крен обчислюють за формулою

$$i = tg \theta = \frac{1 - \mu^2}{E k_m} k_e \frac{N_{II} e}{r^3} \omega(n), \quad (8.56)$$

де r - зовнішній радіус кільця, м; $\omega(n)$ - коефіцієнт, який приймають залежно від співвідношення (n) внутрішнього радіуса кільця до радіуса периметра (за даними Ф.М.Бородачевої при $0 \leq n \leq 0,6$ $\omega(n)=1$; при $n=0,8$ - $\omega(n)=1,03$; при $n=0,9$ - $\omega(n)=1,1$).

Фундаменти або споруди отримують крен не лише при позакентровому прикладанні навантаження, а й унаслідок неоднакової стисливості ґрунтів під окремими їхніми частинами, а також відмінностей у впливах завантаження сусідніх фундаментів і (або) площ. У цьому випадку крен фундаментів будівель і споруд знаходять формулою



$$i = (s_1 - s_2) / L, \quad (8.57)$$

де s_1 і s_2 - осідання середин протилежних сторін або кутів фундаменту, м; L - відстань між точками, в яких визначають осідання s_1 і s_2 , м.

У другому випадку розрахунку крену фундаменту, коли висока жорстка споруда обпирається на декілька фундаментів, доводиться розраховувати крен усієї споруди. Для цього обмежуються знаходженням осідання фундаментів крайніх рядів. Осідання визначають як від центрально навантажених фундаментів, при цьому враховують вплив завантаження сусідніх фундаментів і (або) площ та ін. Отримані значення осідань s_1 і s_2 підставляють у формулу (8.57), у якій за розмір L приймають відстань між осями крайніх рядів фундаментів.

Третій випадок розрахунку крену фундаменту відноситься до конструкцій, що, обпираючись на фундамент, обмежують можливість його повороту. Крен фундаменту за таких обставин може бути знайдений у результаті врахування спільної роботи ґрунтів основи та надфундаментних конструкцій. Отже, розрахунком слід урахувувати податливе (пружне) замурування конструкцій у фундаментах.

Горизонтальні переміщення споруд та їхніх елементів, що сприймають горизонтальні навантаження (наприклад, підпірних стін, будівель ГЕС, анкерних пристроїв та ін.), визначають для експлуатаційного періоду. Довжина розрахункової ділянки, на якій відбувається горизонтальне переміщення, не обмежується розмірами підосви споруди, а виходить за її межі на відстань, яку визначають експериментальними або натурними дослідженнями. Залежно від того, яким видом ґрунту представлений змішуваний шар за схильністю до повзучості, будівельні норми розрізняють розрахунок стабілізованого (скінченного) горизонтального переміщення u та нестабілізованого u_t до моменту часу t .

Скінченне горизонтальне переміщення споруди визначають за формулою

$$u = \frac{Q}{2} \sum_{i=1}^n \frac{\Phi_i - \Phi_{i-1}}{E_{dis,i}}, \quad (8.58)$$

де Q - сумарне горизонтальне розрахункове навантаження на 1 м довжини споруди за врахуванням сил відпору, які приймають рівними силі тиску ґрунту в стані спокою (рис. 8.16); n - кількість шарів ґрунту в межах змішуваної товщі H_{dis} ; Φ - коефіцієнт, який визначають за графіком, наведеним у будівельних нормах, залежно від співвідношення глибини залягання h_i підосви i -го шару ґрунту до напівширини споруди $b/2$; E_{dis} - модуль деформації змішуваного шару ґрунту.

Модуль деформації змішуваного шару ґрунту $E_{dis,i}$ приймають рівним $1,5E_i$ - для пісків і $1,2E_i$ - для глинистих ґрунтів, де E_i визначають за формулою (2.22).

Розрахункову глибину змішуваної товщі H_{dis} обчислюють за формулою

$$H_{dis} = 0,4b + 0,3H_c, \quad (8.59)$$

де H_c - глибина стисливої товщі, яку визначають відповідно до рекомендацій 5.2.2,

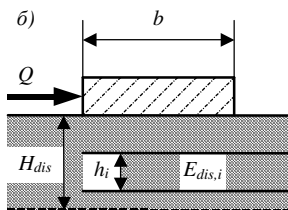
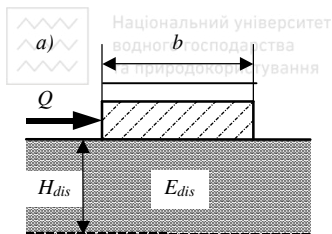


Рисунок 8.16 - Схеми до визначення горизонтальних переміщень споруд:

а - при однорідній основі; б - при горизонтально-шаруватій основі

а при наявності анкерного понура - приймають рівною 0,4 сумарної ширини підшви b і довжини анкерного понура.

Для схильних до повзучості ґрунтів, якщо дотичні напруження в основі по підшві споруди

більше дотичних напружень порогу повзучості, **нестабілізоване** (загальне) **горизонтальне переміщення** u_i до моменту часу t дорівнюватиме сумі скінченного (стабілізованого) переміщення u та переміщення внаслідок деформацій повзучості, яке може бути розраховане за формулами будівельних норм.

8.5.3. Граничні деформації основи. Таблиці граничних значень сумісних **вертикальних деформацій** основ і **крену** фундаментів та споруд наведені в будівельних нормах і встановлені, виходячи з необхідності виконання:

а - технологічних або архітектурних вимог до деформацій будівель і споруд (зміна проектних рівнів та положень будівель і споруд у цілому, окремих їхніх елементів і обладнання, включаючи вимоги до нормальної роботи ліфтів, кранового устаткування, підйомних пристроїв та ін.) s_{us} ;

б - вимог до міцності, стійкості та тріщиностійкості складових конструкцій, включаючи загальну стійкість будівель і споруд s_{uf} .

Граничні значення сумісної деформації s_{us} встановлені відповідними будівельними нормами з проектування будівель і споруд, а також правилами технічної експлуатації обладнання.

Граничні значення сумісної деформації s_{uf} встановлені виконаними при розробці типових проектів розрахунками будівель і споруд у взаємодії з основами. Такі розрахунки, як правило, виконували для декількох варіантів ґрунтових умов, що відрізнялись міцнісними та деформаційними характеристиками ґрунтів, а також ступенями мінливості стисливостей основ. Величини s_{uf} не встановлювали для будівель і споруд значної жорсткості (наприклад, будівель і споруд баштового типу, домен та ін.), а також для будівель і споруд, у конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань основ (наприклад, різних видів шарнірних систем та ін.).

У розроблених таблицях будівельних норм граничні сумісні деформації для різних будівель і споруд наведені окремо за видами: **відносні** (різниця осідань, прогин і вигин, крен у різних напрямках та ін.) і **абсолютні** (максимальні, середні) (деякі дані з граничних деформацій основ будівель і споруд наведені в табл. 8.9). Це дозволяє більш повно аналізувати спільну роботу основи та будівлі або споруди й вести розрахунки на найбільш небезпечну з

Слід зазначити, що в деяких випадках граничні значення сумісних вертикальних деформацій основ і крену фундаментів та споруд установлюють за-
вданням на проектування.

Таблиця 8.9 - Граничні деформації основи

Будівлі та споруди	Граничні деформації основи		
	відносна різниця осі- дань $(\Delta s/L)_u$	крен i_u	середнє $\bar{s}_u$ (у дужках мак- симальне $s_{max,u}$) осідан- ня, см
1. Виробничі та громадські одноповерхові та багатоповерхові будівлі та споруди з повним каркасом:			
залізобетонним	0,002	---	(8)
металевий	0,004	---	(12)
2. Будівлі та споруди, в конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань ...	0,005	---	(15)
.....			
.....			
.....			

На відміну від вертикальних деформацій основ і крену фундаментів та споруд, граничні величини яких представлені в нормативній літературі в зручній табличній формі, граничні **горизонтальні переміщення** споруд визначають за формулами будівельних норм. При цьому граничне горизонтальне переміщення споруди u_u не повинно бути більше $0,75u_{lim}$, де u_{lim} - горизонтальне переміщення споруди, що відповідає досягненню граничної рівноваги системи основа-споруда при плоскому зсуві та визначається за формулою

$$u_{lim} = u_{lim,pl} \left(A/A_{pl} \right)^{(1-n_i)/2}, \quad (8.60)$$

де $u_{lim,pl}$ - граничне переміщення дослідного штампа; A_{pl} - площа штампа; A - площа фундаменту споруди; n_i - безрозмірний коефіцієнт, який обчислюють за результатами випробування i -го шару ґрунту двома штампами з різними площами A_1 і A_2 при одному й тому ж самому навантаженні з виразу

$$n_i = 1 - 2 \lg \left(\frac{\Delta s_{1,i}}{\Delta s_{2,i}} \right) / \lg \left(\frac{A_1}{A_2} \right), \quad (8.61)$$

тут $\Delta s_{1,i}$ і $\Delta s_{2,i}$ - прирости осідань штампів із площами відповідно A_1 і A_2 від додаткового тиску за результатами випробування ґрунту i -го шару.

При відсутності даних штампових випробувань значення параметра n_i допускається приймати такими: для пісків - 0,5; для глинистих ґрунтів - 0,3.



8.6. Заходи зі збільшення несучої здатності та зменшення деформацій основ фундаментів будівель і споруд

Для виконання вимог розрахунку основ та зведених на них будівель і споруд за граничними станами найбільш простими є такі заходи: *a* - збільшення розмірів фундаментів будівель і споруд у плані та глибини їхнього закладання, включаючи прорізування ґрунтів із незадовільними властивостями; *б* - уведення додаткових в'язей, що обмежують переміщення фундаментів і споруд (наприклад, анкерних понурів); *в* - застосування інших типів фундаментів (наприклад, пальових та ін.); *г* - зміна схеми дії навантажень тощо. Не завжди ці заходи можуть виявитись економічними та раціональними. Тому необхідно передбачити й інші заходи, спрямовані на запобігання погіршенню властивостей ґрунтів основ, перетворення будівельних властивостей ґрунтів, а також конструктивні заходи, що зменшують чутливість фундаментів і споруд до деформацій основи, та заходи, що дозволяють зменшити зусилля в конструкціях будівель і споруд при взаємодії їх з основою.

До заходів, що запобігають погіршенню будівельних властивостей ґрунтів основи, відносять:

водозахисні заходи на площадках, складених чутливими до зміни вологості ґрунтами (відповідне компонування генеральних планів; вертикальне планування території, що забезпечує відведення поверхневих вод; улаштування дренажів, протифільтраційних завіс та екранів; прокладання водоводів у спеціальних каналах або розміщення їх на безпечних відстанях від споруди і т. д.); захист ґрунтів основи від хімічно активних рідин, що здатні призвести до просідання, набрякання, активізації карстово-суфозійних явищ, підвищення агресивності ґрунтових вод та ін.;

обмеження джерел зовнішніх діянь (наприклад, вібрацій);

запобіжні заходи, що здійснюються у процесі зведення будівель і споруд (збереження природної структури та вологості ґрунтів; дотримування технології влаштування основ, фундаментів, підземних і надземних конструкцій, що не допускала б прийнятої у проєкті схеми та швидкості передачі навантажень на основу, особливо при наявності в ній ґрунтів у нестабілізованому або частково стабілізованому стані).

Перетворення будівельних властивостей ґрунтів основ (улаштування штучних основ) досягають:

ущільненням ґрунтів (трамбуванням важкими трамбівками; улаштуванням ґрунтових паль; попереднім замочуванням ґрунтів; використанням енергії вибуху; глибинним гідровіброущільненням; вібраційними машинами, котками тощо);

повною або частковою заміною ґрунтів основи (у плані та по глибині) подушками з піску, гравію, щебеню та ін;

улаштуванням насипів (відсіпанням або гідронамивом);



закріпленням ґрунтів (хімічним, електрохімічним, термічним і т. д.);
уведенням у ґрунт спеціальних домішок (наприклад, засолення ґрунтів
або насичення їх нафтопродуктами для уникнення здимальних властивостей);
армуванням ґрунту (уведенням спеціальних плівок, сіток тощо).

**Конструктивні заходи, що зменшують чутливість будівель і споруд
до деформацій основи**, вміщують:

раціональне компонування будівель і споруд у плані та по висоті;
підвищення міцності та просторової жорсткості будівель і споруд, що
досягається підсиленням конструкцій, відповідно до результатів їхнього роз-
рахунку у взаємодії з основою (уведення додаткових в'язей у каркасних конс-
трукціях, влаштування залізобетонних або армокам'яних поясів; розрізка
споруд на відсіки та ін.);

збільшення податливості будівель і споруд (якщо це дозволяють техноло-
гічні вимоги) шляхом застосування гнучких або розрізних конструкцій.

**До заходів, що дозволяють зменшити зусилля в конструкціях будівель
і споруд при взаємодії їх з основами**, відносять:

розміщення будівель і споруд на площі забудови з урахуванням її інжене-
рно-геологічної будови та можливих джерел шкідливих впливів (ліній слабких
або, навпаки, міцних ґрунтів, старих гірських виробок, карстових порожнин,
зовнішніх водоводів тощо);

застосування відповідних конструкцій фундаментів (наприклад, фунда-
ментів із малою боковою поверхнею на розроблених територіях і при наявно-
сті в основі здимальних ґрунтів);

засипання пазах і влаштування під фундаментами подушок із матеріалів,
що мають мале зчеплення та тертя, застосування спеціальних антифрикційних
покриттів, розроблення тимчасових компенсаційних траншей для зменшення
зусиль від горизонтальних переміщень основ (наприклад, у районах гірських
виробок);

регулювання термінів замонолічування стиків збірних і збірно-моноліт-
них конструкцій;

обґрунтування швидкості та послідовності зведення окремих частин бу-
дівель і споруд.

8.7. Поняття про проектування гнучких залізобетонних фундаментів

8.7.1. Загальні положення. При розгляді питань проектування жорстких
фундаментів (див. 8.3) говорилося про те, що в практичних розрахунках без
особливої похибки можна вважати розподіл реактивного (контактного) тиску
з боку ґрунту основи під їхньою підшовою прямолінійним, при цьому для
центрально навантажених фундаментів епюру тиску приймають у вигляді
прямокутника, а для позацентрово навантажених - у вигляді трапеції або три-

Іноді на розподіл тиску під подошвою фундаменту впливає деформація (викривлення) самого фундаменту, причому величина цієї деформації співвимірна з деформацією основи. У такому випадку припущення про прямолінійний розподіл реактивного тиску не можна вважати достатньо точним, бо згин (вигин або прогин) фундаменту змінює характер розподілу цього тиску і, отже, відображається на внутрішніх зусиллях (згинальних моментах і поперечних силах) у перерізах фундаменту. Такий фундамент, має назву **гнучкого**.

Відповідно до розв'язань будівельної механіки для згинальних елементів, до гнучких відносять залізобетонні фундаменти, у яких відношення висоти до довжини менше $1/3$. При цьому плитами вважають ті фундаменти, у яких ширина перевищує $1/7$ їхньої довжини.

Отже, гнучкий фундамент працює у взаємодії зі стисливою основою, і проектувати його слід з урахуванням пружних властивостей ґрунту, тобто як **конструкції** (балки, плити та ін.) **на пружній** (лінійно деформівній) **основі**.

Залежно від конструктивних рішень (довжини, ширини тощо) і характеру навантаження гнучкі фундаментні конструкції розраховують на підставі плоскої або просторової задач теорії пружності.

Клас конструкцій, які розраховують на підставі розв'язання **плоскої задачі теорії пружності**, у свою чергу залежно від умов роботи основи поділяють на дві групи: конструкції з основою, що працює в умовах плоскої деформації; конструкції з основою, що працює в умовах плоского напруженого стану.

Основа працює в умовах **плоскої деформації** у тому випадку, якщо конструкція має подовжену прямокутну опорну площу, причому будь-яка смуга шириною b (як правило приймають $b=1$ м), відокремлена в поперечному напрямку з конструкції, працює практично в однакових умовах із будь-якою іншою подібною смугою, тобто має однакову жорсткість і однаковий розподіл зовнішнього навантаження (рис. 8.17,а).

Чисто теоретично такі умови могли би бути виконані лише у випадку конструкцій нескінченно великої довжини й достатньо обмеженої ширини. У дійсності ж поперечні смуги, відокремлені поблизу кінців конструкції, працюють у декілька інших умовах, ніж середні. Однак вважають, що застосування схеми плоскої деформації для розрахунку (у поперечному напрямку) середньої частини конструкції можна вважати допустимим, якщо довжина опорної площі конструкції перевищує його ширину більше, ніж у 3 рази.

У даному випадку в напрямках, нормальних до площин перерізу, можуть виникати напруження, між тим як деформації у цих самих напрямках повністю відсутні.

Уцілому основою для подібного роду конструкцій служить напівпростір, що безмежно простягається вниз і в сторони від подошви фундаменту.

Умови плоскої деформації можна застосовувати при розрахунку стрічкових фундаментів у поперечному напрямку, коробчастих фундаментів висот-

них будівель при сильно подовженій їхній формі в плані, фундаментних плит водозливних гребель, днищ шлюзів і сухих доків, лотків та інших споруд водогосподарського призначення. В окремих випадках із деяким наближенням так можна розраховувати смуги із шириною, що дорівнює кроку колон, відокремлені із середньої частини суцільних фундаментних плит під сітку колон.

Як очевидно, при розрахунку всіх цих конструкцій (крім суцільних плит під сітку колон) достатньо обмежитись розрахунком лише однієї поперечної смуги шириною $b=1$ м. При цьому основою в зазначених межах є напівплощина.

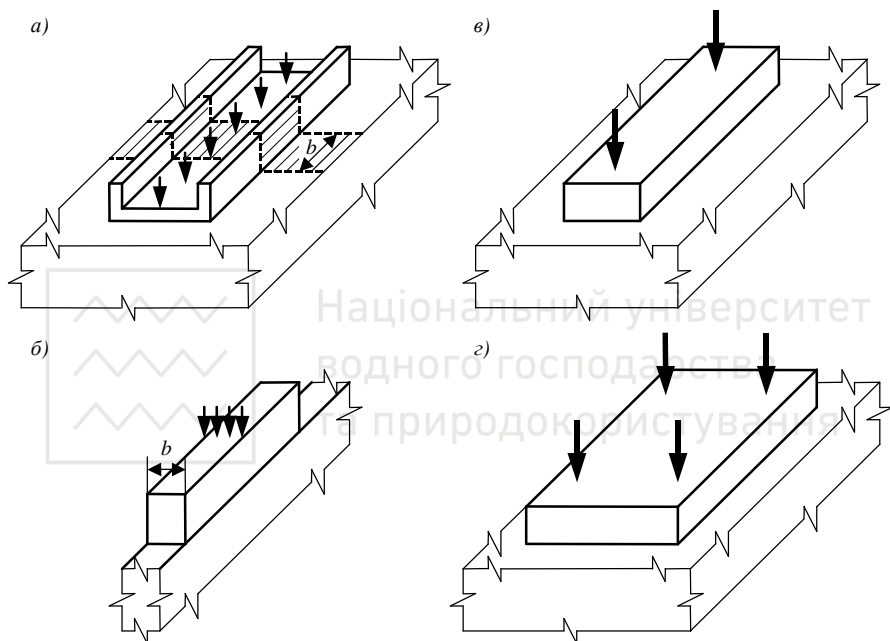


Рисунок 8.17 - Розрахункові схеми гнучких фундаментних конструкцій з основами, що працюють в умовах плоскої (а, б) і просторової (в, г) задач теорії пружності:

а - плоска деформація; б - плоский напружений стан; в - балка на пружному напівпросторі; г - прямокутна плита на пружному напівпросторі

В умовах **плоского напруженого стану** працюють як завгодно навантажені конструкції, основою яких є не суцільний напівпростір, а, як і у випадку плоскої деформації, необмежене вертикальне двовимірне середовище у вигляді напівплощини (рис. 8.17,б). Чисто теоретично товщина останньої є нескінченно малою, практично ж величина її з достатньою точністю має співпадати із шириною опорної площі балки. У таких умовах, на відміну від плоскої деформації, напруження, спрямовані нормально до бокових граней балок, відсутні, у той час коли деформації у цьому напрямку можуть розвиватись



цілком вільно. До небагаточисельних конструкцій, що працюють подібним чином і до розрахунку яких можуть бути застосовані умови плоского напруженого стану, відносяться балки підсилювальних залізобетонних поясів, що лежать на цегляній стіні в її площині. Так само працюють перемички та фундаментні балки, що утримують цегляні стіни, якщо уявити розрахункову схему їх перевернутою (тобто прийняти, що балка лежить на стіні та завантажена зосередженими силами у вигляді опорних реакцій).

Усі конструкції, до розрахунку яких навіть у порядку наближення неможливо застосувати умови плоскої задачі, розглядають в умовах **просторової задачі теорії пружності**. До цих типів конструкцій належать балки та прямокутні плити на пружному напівпросторі.

До **балок на пружному напівпросторі** (рис. 8.17,в), які у поперечному напрямку, як правило, вважають жорсткими, відносять залізобетонні стрічкові фундаменти під несучі стіни або колони каркасів будівель і споруд, залізобетонні фундаменти підкранових шляхів, залізничні шпали та ін.

До **прямокутних плит на пружному напівпросторі** (рис. 8.17,г), у яких деформацію фундаменту враховують в обох напрямках, відносять залізобетонні фундаменти під окремі колони та суцільні залізобетонні фундаментні плити, завантажені рівномірно розподіленим навантаженням або зосередженими силами, що передаються розташованими за сіткою колонами.

Якщо міцність жорстких фундаментів забезпечується проектуванням їх по кутах жорсткості (див. рис. 8.5) і тому подальшої її перевірки не потребується, то **для гнучких фундаментів**, підшва яких виходить за контур жорсткості, після призначення попередніх розмірів за розрахунковими тисками, **крім розрахунку за граничними деформаціями основи, обов'язковий розрахунок фундаменту на міцність при згині**.

Розміри підшви та попередні розміри поперечних перерізів гнучких залізобетонних фундаментів призначають тими ж самими розрахунками, що й жорстких фундаментів, виходячи зі схеми прямолінійного розподілу реактивних тисків ґрунту основи. Потім виконують розрахунок фундаменту як гнучкої конструкції на пружній основі й конструюють його тіло. Для цього визначають реактивні тиски по підшві фундаменту, а також згинальні моменти та поперечні сили для низки його розрахункових перерізів. По отриманим даним відповідно до будівельних норм із проектування бетонних і залізобетонних конструкцій уточнюють попередньо призначені розміри поперечних перерізів і визначають необхідну кількість арматури, а отже, і розміри елементів фундаменту по висоті та його форму. Після цього під найбільш характерними точками гнучкого фундаменту визначають осідання та їхню нерівномірність, які не повинні перевищувати гранично допустимих значень.

Найбільші труднощі пов'язані з правильним визначенням реактивних тисків ґрунту по підшві гнучкого фундаменту. Від цього залежить достовірне обчислення моментів, поперечних сил і розрахунок осідань у перерізах.



Розрахункові залежності (моделі ґрунтового середовища) для визначення контактних тисків і осідань гнучких фундаментів складають з умов спільної роботи основи та фундаментної конструкції будівлі або споруди.

У найпростіших випадках (наприклад, при попередніх розрахунках для призначення розмірів гнучких фундаментів; при розрахунку гнучких фундаментів невідповідальних будівель і споруд, коли не вимагається велика точність; при наявності в основі сильностисливих ґрунтів, коли деформації гнучкого фундаменту набагато менші деформацій пружної основи, тобто деформації фундаменту майже не впливають на перерозподіл контактних тисків) допускається приймати **прямолінійний розподіл** реактивних тисків по підшві, як це прийнято для жорстких фундаментів. При цьому внутрішні зусилля визначають за схемою статично визначеної балки. Наприклад, для стрічкового фундаменту під колони згинальні моменти в перерізі (рис. 8.18) можуть бути визначені за формулою

$$M = M_i - \sum P_i l_i + \sum M_i, \quad (8.62)$$

де M_i - момент від площі епюри реактивних тисків, розташованої ліворуч розглядуваного перерізу; $\sum P_i l_i$ - сума моментів від навантажень, що розташовані ліворуч перерізу (P_i - i -е навантаження, l_i - відстань від i -го навантаження до перерізу); $\sum M_i$ - сума зовнішніх моментів, що передаються розташованими ліворуч перерізу навантаженнями.

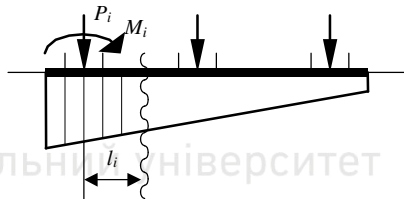


Рисунок 8.18 - Схема до розрахунку гнучких фундаментних конструкцій за прямолінійною епюрою контактних тисків

За позитивний напрямок моментів приймають напрямок за годинниковою стрілкою. Поперечні сили визначають як суму проєкцій усіх сил з однієї сторони перерізу. За розрахунковий приймають найбільший момент по довжині балки.

Для більш відповідальних будівель і споруд необхідно враховувати **складний криволінійний характер** згину фундаменту та розподілу контактних тисків по підшві. Розглянемо такий випадок на прикладі деформування **балки на пружній основі** (рис. 8.19), що працює в умовах просторової задачі. Тут, якщо знехтувати її згином у поперечному напрямку, вихідним для розрахунку є відоме з курсу опору матеріалів диференціальне рівняння пружної лінії балки:

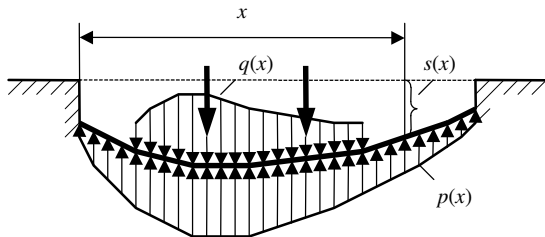


Рисунок 8.19 - Загальний характер деформування балки на пружній основі

$$E_b I \frac{d^4 w(x)}{dx^4} = q(x) - p(x), \quad (8.63)$$



де $E_b I$ - жорсткість поперечного перерізу балки, $\kappa H \times \text{м}^2$; $w(x)$ - вертикальне переміщення точок нейтральної осі балки, м ; x - абсциса точок нейтральної осі балки (вісь спрямована вздовж балки), м ; $q(x)$ і $p(x)$ - відповідно інтенсивність заданого зовнішнього (активного) навантаження на балку та розподілена реакція її основи (реактивний тиск ґрунту основи), $\kappa H/\text{м}$.

Оскільки підшва балки прямує в усіх точках за осіданням поверхні ґрунту, то це осідання $s(x)$ у будь-якій точці підшви за справедливої гіпотези плоских перерізів дорівнюватиме вертикальному переміщенню балки $w(x)$, знайденому з урахуванням її пружного прогину, у цій же самій точці, тобто

$$s(x) = w(x), \quad (8.64)$$

а залежність між осіданням балки $s(x)$ і відповідними ординатами епюри реакцій її основи $p(x)$ набуває такого вигляду:

$$E_b I \frac{d^4 s(x)}{dx^4} = q(x) - p(x). \quad (8.65)$$

В останньому виразі величини $s(x)$ і $p(x)$ невідомі, і для їхнього визначення необхідно скласти ще одне додаткове рівняння, яке б установлювало функціональний зв'язок між ними, тобто задати вигляд залежності

$$s(x) = f[p(x)]. \quad (8.66)$$

Тип прийнятої залежності (8.66) і визначає відмінність у методах розрахунку гнучких фундаментних конструкцій (балок, плит та ін.), що лежать на суцільній пружній основі.

У сучасній практиці розрахунків таких конструкцій найбільше застосування отримали такі два методи:

метод місцевих пружних деформацій (метод Вінклера), що враховує осідання основи лише в межах опорного контуру фундаменту;

метод загальних пружних деформацій, що враховує як місцеві, так і загальні деформації осідання, які виникають також і за межами площі фундаменту.

8.7.2. Метод місцевих лінійних деформацій. Основними передумовами цього методу є: a - запропонована в 1867 р. для розрахунку на згин залізничних шпал *гіпотеза Вінклера*, відповідно до якої між реактивним тиском $p(x)$ пружної основи по підшві фундаменту в будь-якій точці та осіданням $s(x)$ фундаменту в тій же самій точці існує прямо пропорційна залежність і b - матеріал фундаменту характеризується пружною роботою, що дає право застосувати до розрахунків диференціальне рівняння пружної лінії балки (8.63).

Відповідно до першої передумови реактивний тиск $p(x)$ основи зв'язаний з осіданням $s(x)$ фундаменту таким виразом

$$p(x) = k_s s(x), \quad (8.67)$$

де k_s - сталий для даного виду ґрунту коефіцієнт пружного стиску основи або так званий коефіцієнт "постелі" - узагальнена характеристика деформівності основи, $\kappa H/\text{м}^3$.

Розрахунковою механічною моделлю гіпотези Вінклера є фундамент, що опирається на систему незалежних (не зв'язаних між собою) пружин, закріплених на жорсткій основі (часто в технічній літературі цю модель називають



вінклеровою основою). Вважають, що ґрунт позбавлений розподільчої здатності, тобто місцеве осідання основи (деформування пружин) відбувається лише в межах опорного контуру завантажених площадок, поряд із ними осідання відсутнє (рис. 8.20,а).

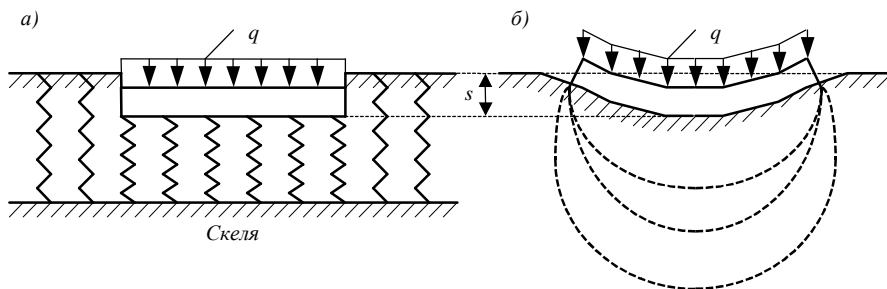


Рисунок 8.20 - Схеми пружного деформування основ:

а - за методом місцевих лінійних деформацій; б - за методом загальних лінійних деформацій

При застосуванні гіпотези Вінклера (8.67) для розглядуваної вище балки на пружній основі (див. рис. 8.19), що працює в умовах просторової задачі та згином якої в поперечному напрямку можна знехтувати, рівняння (8.65) набуває вигляду

$$E_b I \frac{d^4 s(x)}{dx^4} = q(x) - k_s s(x). \quad (8.68)$$

Розв'язання рівняння (8.68) залежить від закону зміни величини $q(x)$ по довжині балки, і виконують його за допомогою добре розробленого математичного апарату розв'язання диференціальних рівнянь.

Розрахунок за методом місцевих лінійних деформацій має недоліки, що впливають із передумов, на яких він базується. До їхнього числа, по-перше, відносять те, що деформації, які спостерігаються в натурі, носять, як правило, не лише місцевий характер, але призводять до утворення пружних воронок, розташованих поза опорної ділянки фундаменту. По-друге, коефіцієнт постелі, що виконує в розрахунках дуже важливу роль, не є для даного ґрунту сталою величиною й залежить як від значення зовнішнього тиску, так і від площі передачі навантаження (а саме - від розмірів дослідного штампа, за допомогою якого цю величину визначають при польових випробуваннях). Крім того, із гіпотези Вінклера, впливає, що фундамент, завантажений по всій довжині рівномірно розподіленим навантаженням, осідає рівномірно, тобто не прогинаючись. У загальному випадку це цілком не відповідає даним безпосередніх спостережень і при рівномірно розподілених навантаженнях значної інтенсивності може призвести до суттєвих і до того ж небезпечних помилок.

Недоліки метода місцевих лінійних деформацій обмежують його застосування при розрахунках. Достатньо достовірні для практики результати цей метод дає при слабких ґрунтах в основі, малій потужності стисливого шару,

відомій величині коефіцієнта постелі. Його здебільшого використовують для розрахунків фундаментів за схемою перехресних балок (фундаментних плит гребель, стрічкових перехресних фундаментів під густу сітку колон, понтонних мостів, стінок циліндричних резервуарів, плит аеродромних покриттів, підлог промислових будівель і споруд).

Працями ряду дослідників метод місцевих лінійних деформацій значною мірою вдосконалений. В області розрахунку конструкцій за цим методом плідно працювали такі видатні вчені, як Г.Д.Дутов, О.М.Динник, М.С.Жуковський, С.М.Клепиков, О.М.Крилов, М.П.Пузиревський, П.Л.Пастернак, М.К.Снітко, О.О.Уманський та ін.

Детально розрахунок гнучких фундаментних конструкцій на пружній основі за методом місцевих лінійних деформацій викладено в курсі опору матеріалів.

8.7.3. Метод загальних лінійних деформацій. Цей метод був запропонований і частково розроблений Г.Е.Проктором (1922 р.), у подальшому він був розвинений Б.М.Жемочкіним і О.П.Сініциним, М.І.Горбуновим-Посадовим, І.А.Сімвуді та ін. У теперішній час теорія розрахунку конструкцій за цим методом доведена до стану, коли її використання в інженерній практиці не зустрічає ніяких труднощів.

Метод загальних лінійних деформацій базується на розв'язаннях класичної теорії пружності з деякими обмеженнями для ґрунтів. Ґрунт приймають за суцільне однорідне ізотропне лінійно деформівне тіло, що зазнає одноразового завантаження, нескінченно розповсюджується вниз і в сторони та обмежене зверху площиною (лінійно деформівний напівпростір). Цю передумову називають *гіпотезою лінійно деформівного напівпростору*. В даній гіпотезі враховують осідання основи як у межах навантаженої площі, так і поза нею, що повільно затухають при віддаленні (рис. 8.20,б). Деформаційні властивості ґрунту характеризуються модулем загальної деформації E та коефіцієнтом відносної поперечної деформації μ , які на відміну від коефіцієнта постелі k_s у методі місцевих лінійних деформацій, є величинами більш стабільними та незалежними від таких факторів як величина зовнішнього тиску, площа його передачі та ін., що і робить метод загальних лінійних деформацій значно більш точним.

При використанні гіпотези лінійно деформівного напівпростору математична постановка задачі виявляється більш складною. Для розв'язання задачі додатково до виразу (8.63) залучають такі рівняння:

$$s(x, y) = w(x, y); \quad (8.69)$$

$$s(x, y) = f[p(x, y)]; \quad (8.70)$$

$$\int_{-a_1}^{a_1} \int_{-b_1}^{b_1} p(x, y) dx dy = P, \quad (8.71)$$

де x і y - відповідно абсциса та ордината точок нейтральної площини гнучкої фундаментної конструкції (вісь x спрямована вздовж конструкції, вісь y - поперек), m ; a_1 і b_1 - напівдовжина та напівширина підосви фундаментної конструкції, m ; P - рівнодіюча всіх зовнішніх сил, kH .

Вираз (8.69), як і при застосуванні гіпотези Вінклера, визначає тотожність осідання точок основи (обмежуючої поверхні) та вертикальних переміщень гнучкої фундаментної конструкції, знайдених з урахуванням її пружного прогину, у цих же самих точках. Рівняння (8.70) виражає функціональну залежність між осіданнями точок основи та реактивним тиском по підосві фундаментної конструкції, яку в загальному випадку приймають за такими вихідними виразами:

для плоскої задачі (див. рис. 4.18) - за формулою Фламана

$$s(x) = -\frac{2}{\pi} p \frac{(1-\mu^2)}{E} \lg \frac{x}{D}; \quad (8.72)$$

для просторової задачі (див. рис. 4.12) - за формулою Буссінеска

$$s(x) = \frac{p(1-\mu^2)}{\pi E x}, \quad (8.73)$$

де E і μ - відповідно модуль загальної деформації (модуль Юнга), $МПа$, і коефіцієнт бокового розширення (коефіцієнт Пуассона) ґрунту основи; x - відстань від навантаженої прямої (у випадку плоскої задачі) або навантаженої точки (у випадку просторової задачі) до точки обмежуючої напівпростір площини (див. відповідно рис. 4.12 і 4.18), вертикальне переміщення (осідання) якої розглядають, m ; D - довільна стала інтегрування, m .

Рівняння (8.71) записують за умови рівності нулю суми проєкцій на вертикальну вісь зовнішніх сил і реактивних тисків ґрунту основи.

В загальному випадку у зв'язку з великими математичними труднощами точне розв'язання рівняння (8.63) спільно з (8.69)...(8.71) не може бути отримане. Тому запропоновані оригінальні прийоми наближених розв'язань цього рівняння (у вигляді чисельних таблиць, графіків, складених програм для ЕОМ тощо), які можуть бути використані для практичних розрахунків гнучких фундаментних конструкцій на пружній основі (методи Б.М.Жемочкина та О.П.Сініцина, М.І.Горбунова-Посадова, І.А.Сімвуліді та ін.).

Метод Б.М.Жемочкина та О.П.Сініцина застосовують для розрахунку як балок в умовах просторової задачі, так і смуг в умовах плоскої задачі. Згідно з цим методом усю опорну площу фундаменту по довжині розбивають на низку ділянок, кількість яких призначають залежно від бажаного ступеня точності розрахунків (як правило, 9...11). Криволінійну епюру реактивних тисків ґрунту по підосві (рис. 8.21,а) для спрощення заміняють у межах кожної ділянки рівномірно розподіленою (рис. 8.21,б). Далі сумарні реактивні тиски, які дорівнюють об'ємам епюр напружень на кожній ділянці, заміняють рівнодіючими. Ці рівнодіючі можна розглядати як зусилля в опорних стержнях балки. Таким чином, у розрахунковій схемі безперервний зв'язок між балкою та поверхнею суцільної основи умовно заміняють зосередженими абсолютно жорсткими стержнями, що опираються на пружну основу (на рис. 8.21,в для

кращого розуміння кількість стержнів скорочена). Горизонтальний стержень поставлений для того, щоб зробити систему статично незмінною, а в розрахунку він ніякої ролі не грає. Постановкою вертикальних стержнів-в'язів ставиться умова, що вертикальні переміщення балки та осідання основи в місцях цих стержнів однакові.

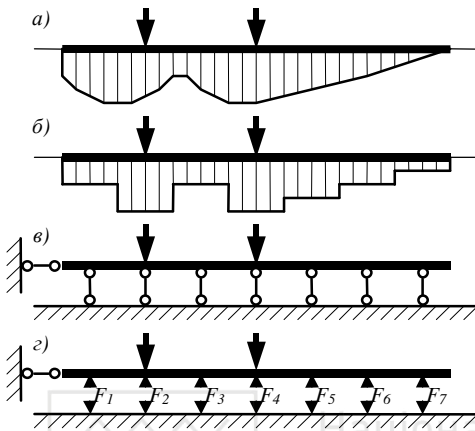


Рисунок 8.21 - До розрахунку гнучких фундаментів за методом Б.М.Жемочкіна та О.П.Сініцина: а, б - відповідно реальна та заміняюча епюри реактивних тисків по підшві фундаменту; в, г - розрахункові схеми фундаменту

Отже, балки на пружній основі розглядаються Б.М.Жемочкіним і О.П.Сініциним як звичайні статично невизначені системи, що уявляють собою своєрідні нерозрізні конструкції.

Невідомими в розрахунку є реактивні сили F_i у стержнях (рис. 8.21,г), осідання s_i і кут повороту $\text{tg}\alpha_i$ у якомусь-то перерізі балки, що приймають за початковий. Ці невідомі визначають, виходячи з умови рівності вертикальних переміщень балки та осідань ґрунту основи в точках розміщення стержнів-в'язів. До отриманих контактних рівнянь додають два рівняння, що витікають з умови рівноваги.

Після визначення розподілених на окремих ділянках по довжині балки реактивних зусиль основи в будь-якому перерізі визначають згинальні моменти та поперечні сили, за якими розраховують балку.

Метод Б.М.Жемочкіна та О.П.Сініцина особливо зручний при змінному перерізі балки або складній формі підшви. Якщо зробити деякі спрощення, то такий метод можна застосовувати і для розрахунку плит, лише у цьому випадку він складається з розрахунку статично невизначених балок як в одному, так і в другому напрямках. Метод не можна використовувати для розрахунку довгих стрічкових фундаментів під ряди колон.

Метод М.І.Горбунова-Посадова охоплює всі основні типи конструкцій на пружній основі. Нижче розглянемо лише стрічкові фундаменти та смуги з основою, що працює в умовах плоскої деформації, тобто конструкції, у яких будь-яка смуга, відокремлена в поперечному напрямку, працює в однакових умовах з усякою іншою подібною смугою (див. рис. 8.17,б).

Розрахунок смуг, завантажених рівномірним навантаженням, полягає в сумісному розв'язанні диференціального рівняння пружної лінії балки (8.63), яке у відносних абсцисах $\xi=x/l$ (рис. 8.22) набуває вигляду



$$\frac{E_b I}{(1 - \mu_b^2) b l^4} \frac{d^4 w(\xi)}{d\xi^4} = q(\xi) - p(\xi), \quad (8.74)$$

і вираженого в тих же самих абсцисах рівняння осідань точок обмежуючої поверхні лінійно деформівного напівпростору від дії навантаження, розподіленого за безперервним законом (формула Фламана),

$$s(\xi) = -\frac{2l(1 - \mu^2)}{\pi E} \int_{-(l+\xi)}^{l-\xi} p(\bar{\xi}) \ln p d\bar{\xi} + C, \quad (8.75)$$

де E_b і μ_b - відповідно модуль загальної деформації (модуль Юнга), $МПа$, та коефіцієнт бокового розширення (коефіцієнт Пуассона) матеріалу фундаменту; $\rho = r/l$ (l - напівпрогін; r - відстань від центра ваги елементарної площі реактивного тиску $p(\bar{\xi}) d\bar{\xi}$ до точки балки з абсцисою x), m ; b - ширина смуги або опорної площі (див. рис. 8.17,б), m ; $\bar{\xi} = (x + r)/l$ - приведена відносна абсциса площі $p(\bar{\xi}) d\bar{\xi}$ (рис. 8.22); E і μ - те саме, що у формулі (8.72); C - довільна стала інтегрування.

Значення сталої інтегрування C у даному випадку - при плоскій задачі - залишається невідомим, внаслідок чого рівняння (8.75) дає лише значення відносних осідань.

Для використання виразів (8.74) і (8.75) у розглядуваній теорії задаються законом розподілу реактивних тисків $p(\xi)$ у вигляді нескінченного степеневого ряду (полінома n -го степеня)

$$p(\xi) = a_0 + a_1 \xi + a_2 \xi^2 + \dots + a_n \xi^n, \quad (8.76)$$

де a_i - невідомі коефіцієнти, $МПа$.

Підставивши значення $p(\xi)$ із формули (8.76) у рівняння (8.74) і (8.75), після чотириразового інтегрування першого з них і одноразового інтегрування другого, отримують вирази для вертикальних переміщень $w(\xi)$ та осідання поверхні ґрунту $s(\xi)$, що мають такий вигляд:

$$\left. \begin{aligned} w(x) &= A_0 + A_1 \xi + A_2 \xi^2 + \dots + A_n \xi^n; \\ s(x) &= B_0 + B_1 \xi + B_2 \xi^2 + \dots + B_n \xi^n. \end{aligned} \right\} \quad (8.77)$$

Виходячи потім із тотожності осідань поверхні ґрунту $s(\xi)$ від тисків $p(\xi)$ і вертикальних переміщень смуги $w(\xi)$ від тих же самих тисків (прирівнюючи

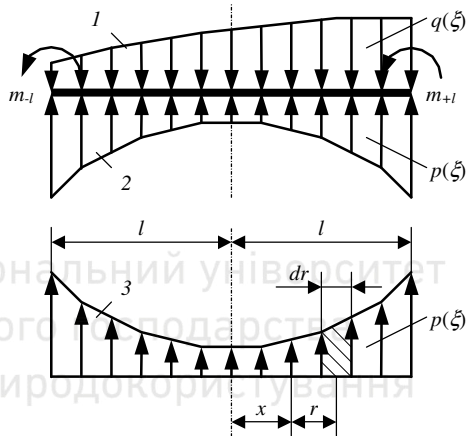


Рисунок 8.22 - До розрахунку гнучких фундаментів за методом М.І.Горбунова-Посадова:

1- епора зовнішнього навантаження; 2 - епора розподілення реактивного тиску; 3 - епора тиску на ґрунт

коефіцієнти при однакових степенях) і правил статички, визначають значення коефіцієнтів a_i , що входять у рівняння (8.76). Тиски на ґрунт $p(\xi)$ для смуги є реактивними тисками, спрямованими знизу вверх (рис. 8.22). У результаті отримують вираз закону розподілу реактивного тиску $p(\xi)$.

Нааявність такого закону дозволяє визначити звичайними правилами статички значення згинальних моментів M_ξ і поперечних сил Q_ξ у будь-якому перерізі смуги.

Більш складно розв'язуються задачі для смуг при переривчастих навантаженнях і навантаженнях у вигляді зосереджених сил і моментів. У цих випадках М.І.Горбунов-Посадов для отримання виразів вертикальних переміщень смуги (які потім прирівнюють до осідань поверхні ґрунту) уводить особливу функцію у вигляді степеневого полінома та на цій підставі отримує відповідні розв'язання.

Для уникнення необхідності складання та розв'язання рівнянь М.І.Горбунов-Посадов розробив таблиці, що дозволяють визначати реактивні тиски, згинальні моменти та поперечні сили в перерізах стрічкових фундаментів і фундаментних плит на пружній основі. Це значно спрощує техніку практичних розрахунків.

Метод І.А.Сімвуді, як і попередні методи розрахунку гнучких фундаментних конструкцій, виходить із диференціального рівняння пружної лінії балки, що лежить на пружній основі (формула (8.63)). При цьому реакцію основи задає він за допомогою повної алгебричної функції третього степеня, що має такий вигляд:

$$p(x) = a_0 + \frac{2a_1}{L} \left(x - \frac{L}{2} \right) + \frac{4a_2}{L^2} \left(x - \frac{L}{2} \right)^2 + \frac{8a_3}{L^3} \left(x - \frac{L}{2} \right)^3, \quad (8.78)$$

де L - довжина балки, m ; x - відстань від лівого кінця балки до перерізу, де визначають величини $p(x)$, m ; a_0, a_1, a_2 і a_3 - невідомі параметри, значення яких залежать від жорсткості балки, її довжини, модуля загальної деформації основи, величини та конфігурації навантаження, $МПа$.

У самому короткому викладанні виведення формул для розрахунку балок на пружній основі за теорією І.А.Сімвуді виконують у такий спосіб.

У рівняння (8.63) підставляють наведену вище функцію (8.78) і особливим чином записаний загальний вираз для навантаження. Після цього рівняння інтегрують чотири рази, у результаті чого отримують вираз залежності між осіданням балки $s(x)$ і реактивним тиском основи $p(x)$, притаманий лише цій теорії розрахунку.

Отриманий вираз містить чотири вказаних вище параметра a_0, a_1, a_2, a_3 і чотири довільних постійних інтегрування, для яких необхідно скласти вісім додаткових рівнянь. За ці рівняння приймають дві умови статички, дві граничні умови та такі чотири умови контактності балки з ґрунтом: тотожності вертикальних переміщень балки та осідань поверхні ґрунту основи на лівому кінці балки; тотожності ординат тих же самих кривих у середині балки; тотожності площ, утворених прогинами обох ліній деформацій і тотожності третіх



похідних обох функцій прогинів у середині балки.

Розв'язуючи складені на підставі наведених вище умов вісім рівнянь, отримують у дуже простій замкнутій формі загальні розрахункові формули для будь-якого розташованого на балці навантаження. Визначити після цього за правилами статичного значення згинальних моментів і поперечних сил у будь-якому перерізі балки не являє ніяких труднощів.

Для складних конфігурацій навантажень (одночасній дії навантажень, розподілених по частині або по всій довжині балки, зосереджених сил і моментів) розрахункові формули виявляються декілька громіздкими, тому для практичних розрахунків усі вони табульовані, що значно спрощує їхнє застосування.

Більш детально питання розрахунку та конструювання гнучких фундаментів будь-яким із методів загальних пружних деформацій можна знайти в спеціальній літературі.

9. ПАЛЬОВІ ФУНДАМЕНТИ

9.1. Область застосування та види пальових фундаментів

Пальові фундаменти застосовують при великій потужності слабких, переважно водонасичених ґрунтів, коли інші способи фундування (покращання властивостей ґрунтів основ, глибокі опори, заглиблення котлована для влаштування заглибленого фундаменту і т. д.) вимагають значних витрат часу та коштів.

Палі - це занурені вертикально чи з нахилом у ґрунт у готовому вигляді або виготовлені в пробурених свердловинах довгі й тонкі (невеликого перерізу) стержні переважно з міцних матеріалів, що передають навантаження від будівель і споруд на ґрунти основи, які простягаються на значну глибину. Залізобетонні циліндричної форми порожнисті палі діаметром 1 м і більше називають **паями-оболонками**.

Залежно від розміщення в плані палі та палі-оболонки можуть бути **поодинокими** (під окремо розташовані опори (башмаки)), у вигляді **куща** (декілька паль або палі-оболонки під окремим фундаментом), **стрічок** (під стрічковими фундаментами в один або декілька рядів) і **суцільних пальових полів** (велика кількість паль або палі-оболонки під розвинутим у плані важко навантаженим фундаментом) (рис. 9.1). Для передачі та розподілу навантаження від будівлі або споруди на палі чи палі-оболонки останні поверху об'єднують балкою або плитою, яку називають **ростверком**. Палі або палі-оболонки разом із ростверком утворюють **пальовий фундамент**.

За розташуванням відносно поверхні спланованого ґрунту пальові фундаменти можуть бути з низьким, підвищеним і високим ростверками (рис. 9.2). **Низький ростверк** заглиблюють нижче поверхні ґрунту, через що він

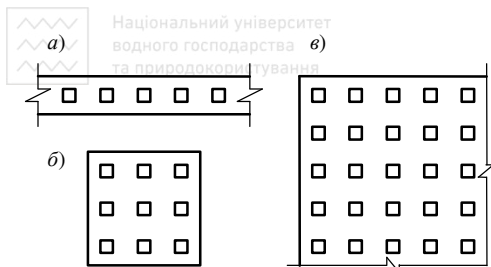


Рисунок 9.1 - Види паливих фундаментів залежно від розміщення палей у плані:
а - стрічковий; б - паливий кущ; в - суцільне паливе поле

може передавати частину вертикального тиску на ґрунт основи по своїй підшві. При розташуванні ростверка в зоні сезонного промерзання на нього при промерзанні ґрунту можуть діяти нормальні та дотичні сили здимання відповідно по підшві та боковим поверхням. Підшва **підвищеного** паливого **ростверка** прилягає безпосередньо до поверхні ґрунту. Такі ростверки допустимі там, де при промерзанні не відбувається здимання ґрунту. Оскільки верхні шари у випадках застосування паливих фундаментів складені, як правило, слабкими ґрунтами, такий ростверк не може передавати тиск на ґрунт основи. **Високий ростверк** розташовують вище поверхні ґрунту та застосовують при будівництві шляхопроводів, гідротехнічних споруд (акведуків, водоскидів тощо), під внутрішніми стінами будівель і споруд із технічними підпіллями тощо. Через те, що верхня частина вертикальних палей має невеликий опір поперечному згину при дії горизонтальних навантажень, разом із вертикальними можуть бути влаштовані похилі палі в декількох напрямках.

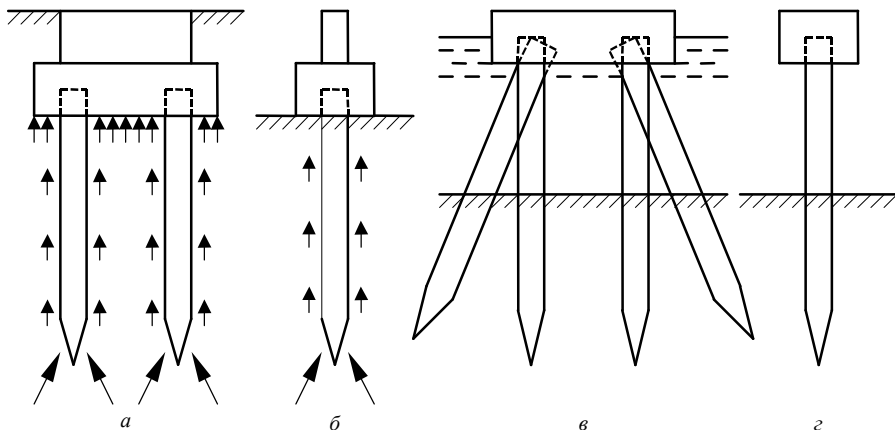


Рисунок 9.2 - Види паливих ростверків: а - низький; б - підвищений; в, г - високий

За матеріалом розрізняють ростверки бетонні та залізобетонні, **за технологією виготовлення** - монолітні (із бетону класу не нижче В12,5) і збірні

(із бетону класу не нижче В15); **за видом армування** - із звичайним армуванням і попередньо напружені; **за видом замурування голови палі в тілі ростверка**: жорстке - при замуруванні голови палі в ростверк не менше, ніж на 0,3 м; шарнірне - при замуруванні голови палі в ростверк від 0,05 до 0,1 м.

9.2. Класифікація та конструкції палей

У практиці будівництва відомо більше 150 видів палей, які класифікують за положенням поздовжньої осі відносно горизонту, за способом виготовлення та занурювання в ґрунт, за умовами взаємодії з ґрунтом, за матеріалом, розмірами та формою поперечного й поздовжнього перерізів, за способом армування та ін.

За положенням поздовжньої осі відносно горизонту палі можуть бути *вертикальними* та *похилими*. Останні застосовують у випадках, коли вертикальні палі не можуть забезпечити допустимих переміщень фундаменту при дії горизонтальних сил. Похилі палі можуть бути нахилені в одну сторону, якщо рівнодіюча зовнішніх сил нахилена до вертикалі під кутом $5...15^0$, або в різні сторони (так звані *козлові фундаменти*) при великих кутах відхилення рівнодіючої (див. рис. 9.2,в). Їх застосовують, як правило, при високих ростверках, особливо в умовах дії знакозмінних навантажень. У цих випадках палі можуть працювати на згин, центральний і позacentровий стиск та на розтяг (висмикування).

За способом виготовлення та занурювання в ґрунт розрізняють:

палі забивні, що виготовляють заздалегідь на заводах або полігонах (*готові палі*) та занурюють у ґрунт без його виймання за допомогою молотів, віброзаглиблювачів, втискаючих і вібровтискаючих пристроїв;

палі-оболонки (готові палі), що занурюють віброзаглиблювачами без виймання ґрунту або з частковим чи повним його вийманням і не заповнюють бетонною сумішшю або заповнюють нею частково чи повністю;

палі набивні, що влаштовують у ґрунті шляхом укладання бетонної суміші (з арматурою або без неї) у свердловини, утворені внаслідок примусового витискання ґрунту;

палі бурові, що влаштовують у ґрунті шляхом заповнення пробурених свердловин бетоном (з арматурою або без неї) або розміщенням у них заздалегідь виготовлених залізобетонних елементів;

палі гвинтові (готові палі), що загвинчують у ґрунт за допомогою агрегатів, подібних до бурових пристроїв (застосовують для легких металевих палей), або спеціального механізму - кабестану, який закріплюють на верхній частині палі анкерами (застосовують для залізобетонних палей).

За умовами взаємодії з ґрунтом палі поділяють на палі-стояки та висячі (палі тертя). *Палі-стояки* досягають нижнім кінцем нестисливих (скельних)

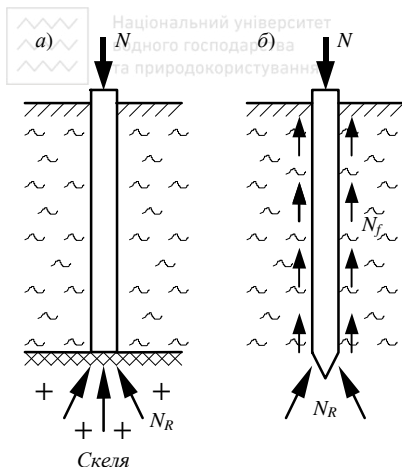


Рисунок 9.3 - Палі-стояки (а) та висячі палі (б)

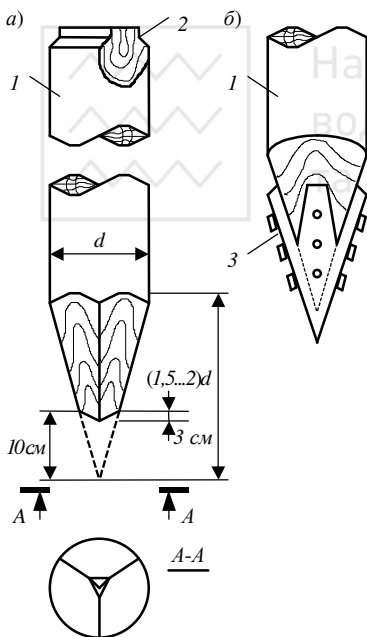


Рисунок 9.4 - Дерев'яна пала
а - загальний вигляд; б - вістря палі з башмаком; 1 - пала; 2 - бугель; 3 - башмак

* При поділенні палі на палі-стояки та висячі палі до малостисливих відносять великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем середньої щільності та щільним і глини твердої консистенції у водонасиченому стані з модулем деформації $E \geq 50000 \text{ кПа}$.

або малостисливих* ґрунтів та передають на них усе навантаження вістря палі (рис. 9.3,а). До **висячих палі** відносять палі, що опираються на стисливі ґрунти та передають навантаження на основу боковою поверхнею за рахунок тертя й нижнім кінцем (рис. 9.3,б).

9.2.1. Забивні палі та палі-оболонки. Забивні палі виготовляють із дерева, залізобетону та металу.

Дерев'яні палі застосовують у районах, де ліс є місцевим матеріалом. Вони мають суцільний поперечний переріз (рис. 9.4) і виготовляються з прямоствольних колод хвойних порід (сосна, ялина, модрина, ялиця) діаметром у тонкому кінці

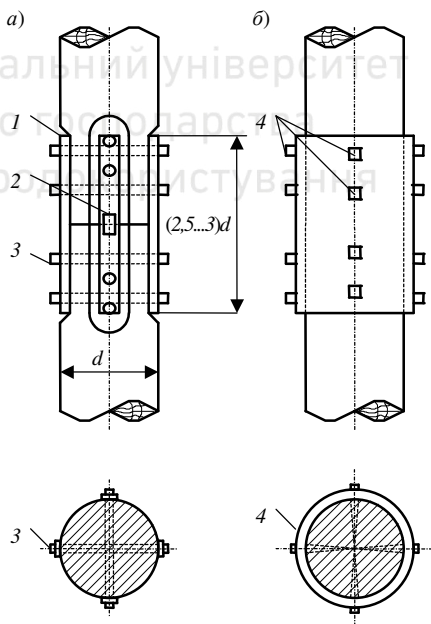


Рисунок 9.5 - Стики дерев'яних палі
а - із накладками; б - із трубою; 1 - накладка; 2 - штир; 3 - болт; 4 - сталеві йорші

22...34 см і довжиною 6,5 та 8,5 м. Колоди для виготовлення паль повинні бути очищеними від кори, наростів і сучків. Природну конічність (збіг) зберігають. Палі занурюють у ґрунт тонким кінцем. Для запобігання розмочалюванню та розколюванню верхнього кінця палі при її забиванні на нього надягають нагрітий металевий обруч із штабової сталі, що має назву *бугель*, який після остигання щільно обтискає голову палі.

Нижній кінець палі обтесують у вигляді тригранної або чотиригранної піраміди з притупленою вершиною. При занурюванні паль у щільний ґрунт або ґрунт із великим умістом твердих включень (гравій, галька та ін.) нижній кінець для запобігання пошкодженню закріплюють сталевим *башмаком*.

Якщо потрібні дерев'яні палі великої довжини, допускається їх складати з двох-чотирьох колод або брусів і з'єднувати за допомогою дерев'яних накладок, металевих муфт чи хомутів (рис. 9.5). Стиги зрощених паль належить розташовувати на глибині більше 3 м від поверхні ґрунту, де в палях не виникають великі згинальні моменти.

У випадках, коли необхідно отримати великий поперечний переріз паль, їх роблять пакетними з двох-чотирьох колод або брусів, з'єднаних урозбіжку по довжині (не менше 1,5 м між стиками) та стягнутих через 50...70 см болтами (рис. 9.6, а, б, в). У практиці фундаментобудування переріз пакетних паль сягає 50×50 см, а довжина 25 м. На голову пакетної палі насаджують бугель, а нижній загострений кінець закріплюють сталевим башмаком. Іноді (при портовому будівництві та ін.) використовують пакетні палі, склеєні з дощок спеціальною водостійкою сумішшю (рис. 9.6, з).

Дерев'яні палі, розташовані у воді або в ґрунті нижче рівня ґрунтових вод, мають практично необмежений термін служби. Якщо ж паля позмінно зволожується та висихає, вона швидко гниє. У зв'язку з цим голови дерев'яних паль слід розташовувати нижче рівня води.

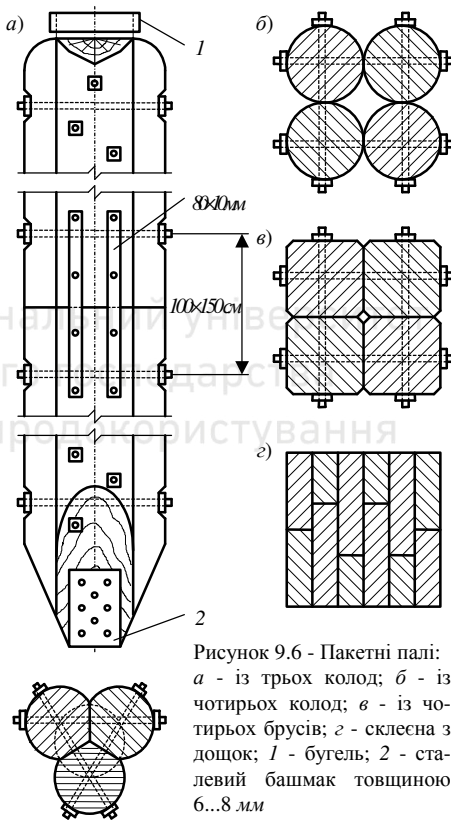


Рисунок 9.6 - Пакетні палі: а - із трьох колод; б - із чотирьох колод; в - із чотирьох брусів; з - склеєна з дощок; 1 - бугель; 2 - сталевий башмак товщиною 6...8 мм



Залізобетонні пальі виготовляють індустріальними методами на заводах збірного залізобетону або спеціалізованих полігонах. Перевагою цих паль порівняно з дерев'яними є їхня висока міцність, невіддатність гниттю та руйнуванню деревоточцями, що дозволяє використовувати їх незалежно від рівня води. До недоліків залізобетонних паль відносять значні витрати металу та можливість руйнування бетону під впливом хімічно агресивного середовища. Забивні залізобетонні пальі поділяють на такі:

за способом армування - із ненапруженою поздовжньою арматурою та поперечним армуванням; із попередньо напруженою стержневою або дровою (із надміцного дроту або арматурних канатів) поздовжньою арматурою та поперечним армуванням або без нього;

за формою поперечного перерізу - квадратні (суцільні або з круглою порожниною), прямокутні, таврового й двотаврового перерізів, порожнисті круглого перерізу (або трубчасті) (рис. 9.7);

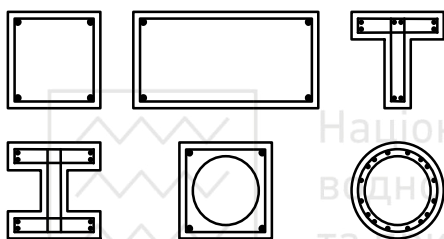


Рисунок 9.7 - Форми поперечного перерізу паль

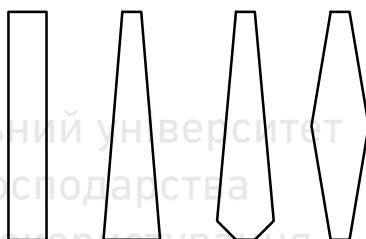


Рисунок 9.8 - Форми поздовжнього профілю паль

за формою поздовжнього профілю: призматичні, циліндричні та з похилими боковими гранями (пірамідальні, у вигляді трапеції та ромба) (рис. 9.8);

за конструктивними особливостями: цілісні та складені (з окремих секцій) (рис. 9.9);

за конструкцією нижнього кінця: із загостреним або плоским нижнім кінцем; із плоским або об'ємним розширенням (у вигляді булави) (рис. 9.10,а); порожнисті із закритим або відкритим нижнім кінцем або з камуфлетною п'ятою (рис. 9.10,б).

Найбільш часто застосовують **призматичні залізобетонні суцільні пальі квадратного перерізу із загостреним нижнім кінцем**. Їх виготовляють з армованого важкого бетону класу не нижче В15, а попередньо напружені - не нижче В22,5. Розміри поперечного перерізу типових паль залежать від їхньої довжини та способу армування (табл. 9.1).

Таблиця 9.1 - Розміри типових залізобетонних паль

Довжина паль, м	3...6	6...9	9...13	13...17	17...20
Поперечний переріз паль, см	20×20	25×25	30×30	35×35	40×40
	25×25	30×30	35×35	40×40	45×45

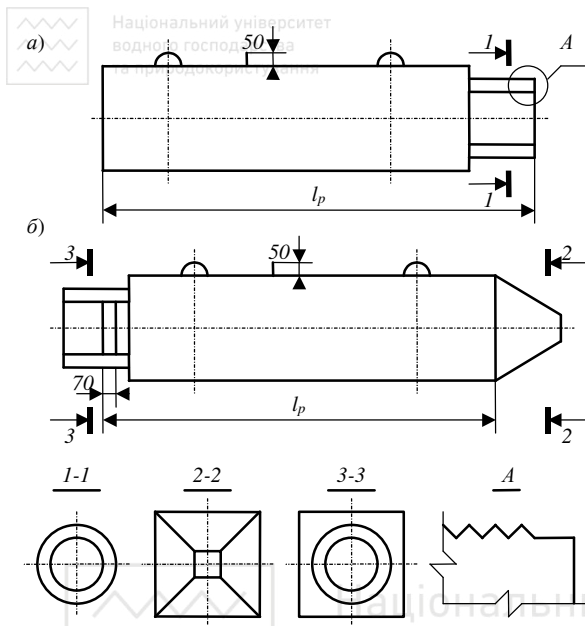


Рисунок 9.9 - Складена (з окремих секцій) паля:
а - верхня секція; б - нижня секція

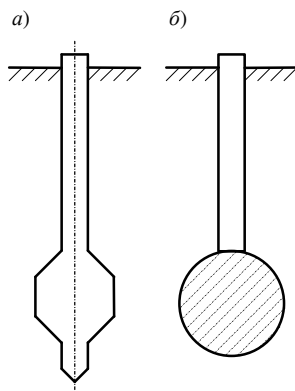


Рисунок 9.10 - Палі з механічним розширом (а) і камуфлетною п'ятою (б)

Циліндричні (трубчасті) залізобетонні палі доцільно використовувати як висячі палі, оскільки у них на 1 м^3 бетону більша площа бокової поверхні, а, отже, і більша зумовлена силами тертя несуча здатність, ніж у палей без порожнин. Виготовляють циліндричні палі зовнішнім діаметром від 0,4 до 0,8 м включно, при більшому діаметрі їх називають *паями-оболонками*, які за умовами влаштування відносять до опускних колодязів примусового заглиблення (фундаменти-опори глибокого закладання під важкі інженерні споруди). Палі діаметром до 0,6 м роблять із закритим нижнім кінцем, а діаметром більше 0,6 м - із відкритим. Застосовувати палю з відкритим нижнім кінцем можна в тому випадку, коли утворене в її порожнині ґрунтове ядро настільки щільне, що його можна використати натомість бетонного заповнення. Виготовляють палі центрифугуванням або у віброформах з армованого (як звичайною, так і попередньо напружуваною арматурою) бетону класу не нижче В22,5 цілісними та складеними, що збираються за допомогою зварювання (при завчасному укрупнювальному складанні в горизонтальному положенні) або на болтах (при нарощуванні секцій у процесі вертикального заглиблення) з окремих секцій, оснащених закладними стиковими елементами.

Якщо занурюють у ґрунт трубчасту палю з відкритим нижнім кінцем, на ньому влаштовують ніж, при занурюванні палі із закритим кінцем натомість ножа влаштовують наконечник. Стиki ножів і наконечників мають таку ж

саму конструкцію, як і стики суміжних секцій складених паль.

Циліндричні залізобетонні пальі мають довжину від 4 до 12 м з інтервалом через 1 і 2 м (для складених секцій) і зовнішні діаметри 0,4; 0,5; 0,6 і 0,8 м із товщиною стінок 8 і 10 см. Допустимі розміри складених паль наведені в табл. 9.2.

Таблиця 9.2 - Допустимі розміри складених паль

Діаметр пальі, м	0,4	0,5	0,6	0,8
Допустима максимальна довжина складеної пальі, м	26	30	40	48

Палі-оболонки цілісні та їхні окремі секції при товщині стінок 12 см мають довжину від 6 до 12 м при діаметрах 1; 1,2 і 1,6 м, а при діаметрах 2 і 3 м - довжину від 6 до 8 м. Інтервали для цілісних паль-оболонок по довжині прийняті через 1 м, а для секцій - через 2 м. Максимально допустима довжина складених паль-оболонок незалежно від їхнього діаметра не повинна перевищувати 48 м.

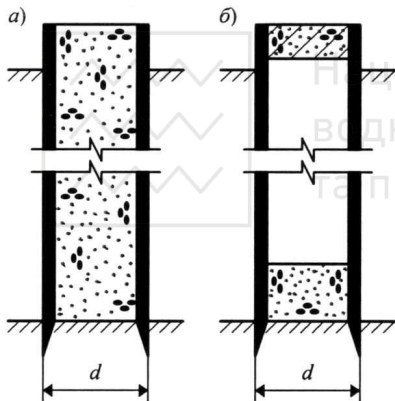


Рисунок 9.11 - Заповнення бетоном порожнини палі-оболонки:

а - повністю; б - на окремих ділянках

Палі-оболонку після занурювання зазвичай повністю заповнюють бетоною сумішню (рис. 9.11,а), що підвищує стійкість її стінки та, збільшуючи площу обпирання палі-оболонки на ґрунт, призводить до підвищення її несучої здатності за ґрунтом. Якщо за умовами міцності палі-оболонки та стійкості її стінки не потребується повного заповнення її бетоном (такі випадки можливі при товсто-стінних оболонках), бетонну суміш вкладають на окремих ділянках (рис. 9.11,б): у нижній частині палі-оболонки - для підвищення площі обпирання на ґрунт; у верхній частині палі-оболонки - для жорсткого закріплення її у тілі ростверка.

Сталеві пальі з розміром поперечного перерізу до 0,8 м виготовляють, як правило, із суцільнотягнутих або зварених труб, а іноді - із прокатних профілів. Палі необхідної довжини отримують зварюванням устик окремих секцій. Стики підсилюють приварюванням накладок. У нижній секції влаштовують наконечник (рис. 9.12).

Після занурювання сталевих паль у ґрунт їхню порожнину, як правило, заповнюють бетоною сумішню.

Іноді сталеві пальі забивають у ґрунт із відкритим нижнім кінцем. Це роблять, аби полегшити занурювання пальі, а також коли порожнину останньої не передбачено заповнювати бетоном. У першому випадку в міру занурювання

палі ґрунт із неї видаляють ерліфтом або гідроелеватором, а у другому випадку - ґрунт із палі не видаляють.

Сталеві палі застосовують довжиною до 30 м. Вони значно легші залізобетонних, зручніші при транспортуванні та для занурювання потребують менш потужних молотів або віброзаглиблювачів. Однак великі витрати металу на виготовлення сталевих паль обмежує їхнє застосування у фундаментобудуванні.

9.2.2. Камуфлетні палі. Залізобетонні та сталеві камуфлетні палі являють собою порожнисті палі, в нижній частині яких після занурювання їх до проектного рівня влаштовують за допомогою вибухових речовин розширену порожнину,

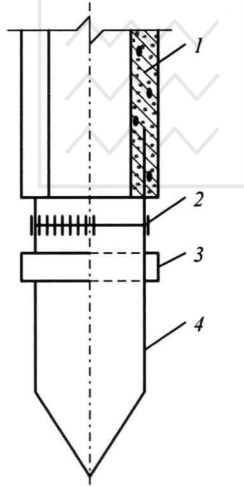


Рисунок 9.13 - Сталевий наконечник залізобетонної палі, що призначена для камуфлетування: 1 - залізобетонна паля; 2 - зварний шов; 3 - бандаж; 4 - сталевий наконечник

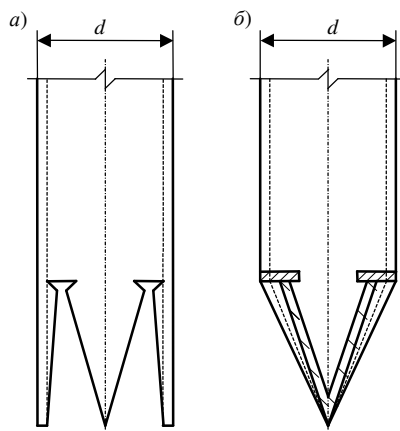


Рисунок 9.12 - Наконечник сталевої палі: а - вирізання труби для утворення наконечника; б - наконечник

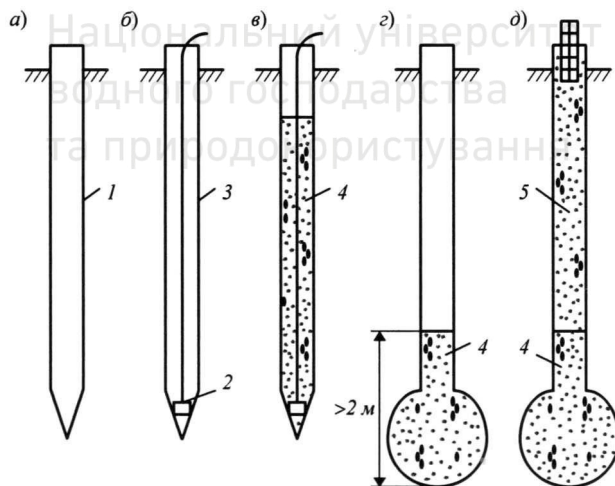


Рисунок 9.14 - Послідовність улаштування камуфлетної палі: а - забивання порожнистої палі; б - опускання заряду; в - заповнення палі литою бетонною сумішшю; г - улаштування камуфлетного розширу; д - готова паля; 1 - порожниста паля; 2 - заряд вибухової речовини; 3 - електричні провідники; 4 - лита бетонна суміш; 5 - бетонна суміш проектного консистентції

що заповнюється бетонною сумішшю. Палі із закритим нижнім кінцем занурюють у ґрунт забиванням. У залізобетонній палі нижню ділянку довжиною не менше 1 м роблять сталевую (рис. 9.13), підсилену бандажем зі штабової

Комплекс робіт з улаштування камуфлетної палі (рис. 9.14) містить такі операції: забивання порожнистої палі в ґрунт на необхідну глибину; опускання в її порожнину заряду вибухової речовини; заповнення порожнини палі литою бетонною сумішшю; вибух заряду та заповнення утвореного камуфлетного розширення сферичної форми бетонною сумішшю; заповнення верхньої частини палі бетонною сумішшю проектної консистенції.

За описаною вище технологією можуть також бути виготовлені камуфлетні палі-оболонки.

9.2.3. Набивні палі. Набивні палі з розміром поперечного перерізу до 1,2 м включно та довжиною до 50 м виготовляють у свердловинах, попередньо виконаних (забиванням або пробиванням) у ґрунті на будівельному майданчику. Такі палі поділяють:

за матеріалом - бетонні (із бетону класу не нижче В15), залізобетонні; ґрунтові, включаючи піщані та щебеневі; ґрунтовапняні й ґрунтоцементні*;

за формою поперечного перерізу - суцільні й порожнисті (улаштовують шляхом занурювання вібросердечника);

за формою поздовжнього профілю - циліндричні, конічні, пірамідальні;
за способом улаштування:

набивні, влаштовані шляхом занурювання (забиванням) інвентарних сталевих труб, нижній кінець яких закритий залізобетонним башмаком, що залишається в ґрунті, або бетонною пробкою, та подальшого витягання цих труб у міру заповнення свердловин бетонною сумішшю (рис. 9.15);

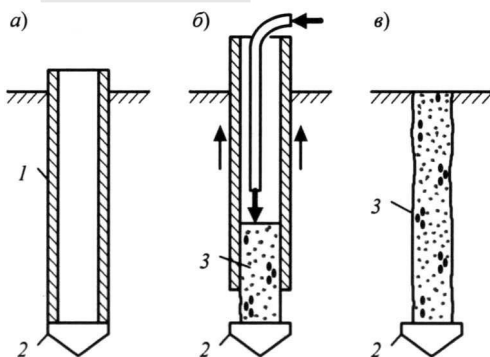


Рисунок 9.15 - Послідовність улаштування набивної палі шляхом занурення інвентарних сталевих труб: а - забивання сталеві труби на проектну глибину; б - укладання бетонної суміші та витягання труби; в - готова палія; 1 - сталева труба; 2 - залізобетонний башмак; 3 - бетонна суміш

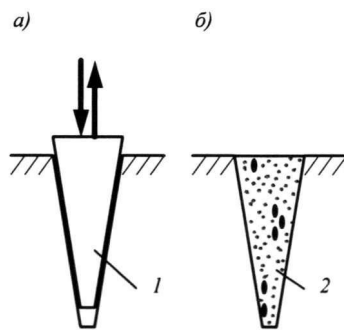


Рисунок 9.16 - Улаштування набивних палей у виштампованому ложі: а - виштамповане ложе; б - готова палія; 1 - штамп (трамбівка); 2 - бетонна суміш

* Улаштування ґрунтових і ґрунтовапняних палей відносять до способів штучного покращання ґрунтів основ, розглянутих у параграфі 11.

набивні віброштамповані, влаштовані в пробитих свердловинах шляхом заповнення їх жорсткою бетонною сумішшю, яку ущільнюють віброштампом у вигляді труби із загостреним нижнім кінцем і закріпленим на ній віброзагибляювачем;

набивні у виштампованому (витрамбованому) ложі, влаштовані шляхом виштампування (витрамбування) у ґрунті свердловин конічної або пірамідальної форми з подальшим заповненням їх бетонною сумішшю (рис. 9.16);

за способом армування - армовані каркасами або жорсткою арматурою на всю довжину ствола палі; армовані у верхній частині ствола палі; без армування (рис. 9.17).

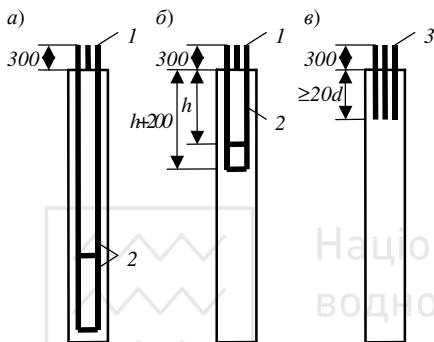


Рисунок 9.17 - Способи армування набивних палей:

а - на всю глибину палі; б - верхньої частини палі; в - без армування; 1 - випуски арматури; 2 - арматурні каркаси; 3 - окремі стержні; d - діаметр робочої арматури; h - глибина, до якої залягають ґрунти, що зумовлюють особливості геологічної будови та гідрогеологічних умов будівельного майданчика

9.2.4. Бурові палі. Бурові палі, що мають розмір поперечного перерізу до 1,2 м включно та довжину до 50 м, так само як і набивні, виготовляють безпосередньо на будівельному майданчику. За формою поперечного перерізу, поздовжнього профілю та способу армування бурові палі аналогічні набивним. **Залежно від способу влаштування** бурові палі мають багато різновидів, але всім їм притаманний основний процес - попереднє буріння в ґрунті свердловин. При цьому розрізняють палі:

бурунабивні суцільного перерізу з розширеннями (рис. 9.18) і без них, що бетонують у свердловинах, пробурених у глинистих ґрунтах вище рівня ґрунтових вод без кріплення стінок свердловин, а в будь-яких ґрунтах нижче рівня ґрунтових вод - із закріпленням стінок свердловин глинистим розчином або інвентарними обсадними трубами*;

бурунабивні порожнисті круглого перерізу, влаштовані із застосуванням багатосекційного вібросердечника;

бурунабивні з ущільненим забоем, влаштованим шляхом утрामбовування в забій свердловини щебеню або жорсткого бетону (рис. 9.19,б);

* Виконані у подібний спосіб палі з одночасним бурінням свердловини та опусканням у неї до проектної відмітки обсадної труби, що поступово витягається в міру заповнення її жорсткою бетонною сумішшю з ретельним трамбуванням, отримали назву палі Страуса - за ім'ям російського гірничого інженера А.Е.Страуса, який уперше їх застосував у 1899 р.

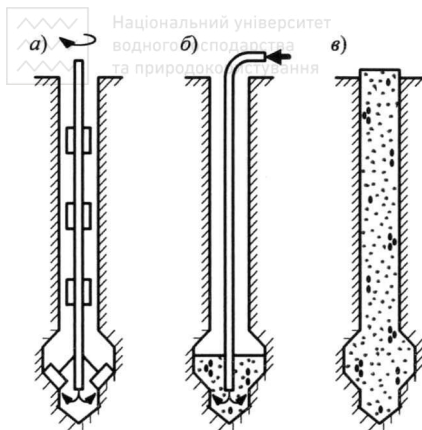


Рисунок 9.18 - Улаштування бурової палі з розширеним нижнім кінцем:
 а - буріння свердловини із закріпленням її стінок глинистим розчином; б - бетонування палі за допомогою бетонолітної труби; в - готова палля

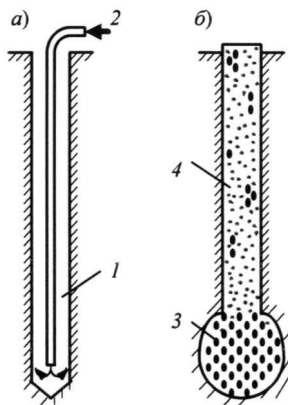


Рисунок 9.19 - Буроін'єкційна палля (а) та буронабивна палля з ущільненим забоем (б):
 1 - пробурена свердловина діаметром 0,15...0,25 м; 2 - нагнічування під тиском цементно-піщаного розчину; 3 - ущільнений щебін; 4 - бетонна суміш

буронабивні з камуфлетною п'ятою, влаштовані шляхом буріння свердловин із подальшим утворенням розширення вибухом і заповненням свердловин бетонною сумішшю (рис. 9.14);

буроін'єкційні діаметром 0,15...0,25 м, влаштовані шляхом нагнічування (ін'єкції) цементно-піщаного розчину в пробурені свердловини (рис. 9.19,а);

палі-стовпи, влаштовані шляхом буріння свердловин із розширенням або без нього, укладання в них омоноличеного цементно-піщаного розчину та опускання у свердловини циліндричних або призматичних елементів суцільного перерізу зі сторонами або діаметром 0,8 м і більше;

буроопускні з камуфлетною п'ятою, що відрізняються від буронабивних із камуфлетною п'ятою тим, що після утворення камуфлетного розширення у свердловину опускають залізобетонну палю.

За положенням поздовжньої осі відносно горизонту бурові палі можуть бути вертикальними та похилими.

Бурові палі мають деякі переваги перед забивними. До найбільш суттєвих переваг відносять такі: можливість виготовлення нестижованих паль великої довжини; необхідність армування ствола палі лише на дію експлуатаційних навантажень; усунення необхідності перевезення паль і пов'язаної з цим небезпеки їхнього пошкодження; можливість проведення робіт із зведення фундаментів поблизу існуючих будівель і споруд, для збереження яких недопустимий струс ґрунтової основи.

Поряд із цим бурові палі мають і низку недоліків: палі можна навантажувати лише після досягання бетоном необхідної розрахункової міцності; відсу-



тність надійного контролю за якістю вкладеного бетону та паль уцілому (тут можливе появлення дефектів у вигляді розривів суцільного ствола паль при піднятті обсадних труб, а також утворення місцевих звужень ствола й каверн, що не піддається контролю); потреба в додаткових витратах на виконання земляних робіт з улаштування свердловин і здійснення заходів проти обвалення ґрунту з їхніх стінок.

9.2.5. Гвинтові палі. Застосовують як анкерні при влаштуванні фундаментів, що працюють на висмикування, а також коли необхідно пройти значну товщу слабких ґрунтів (крім глин текучої консистенції, мулів і торфів) без крупних включень і досягти міцного ґрунту. Гвинтові палі (рис. 9.20) поділяють на сталеві та залізобетонні. Вони складаються зі ствола (у вигляді сталеві труби для сталевих паль або стержня круглого чи многокутного перерізу - для залізобетонних паль) та башмака (литого або звареного зі сталевих труб і листової сталі) із гвинтовою металевою лопаттю. Занурюють такі палі в ґрунт шляхом загвинчування. Для загвинчування легких сталевих анкерних паль застосовують агрегати, подібні до бурових пристроїв; залізобетонні палі загвинчують за допомогою спеціального механізму - *кабестану*, який закріплюють на верхній частині пальі анкерами. Діаметр гвинтових паль $d=0,45...1$ м, діаметр лопаті D - до 3 м, глибина занурювання - до 50 м. Плавність занурювання (без струсів) дає можливість використовувати гвинтові палі поблизу існуючих будівель і споруд.

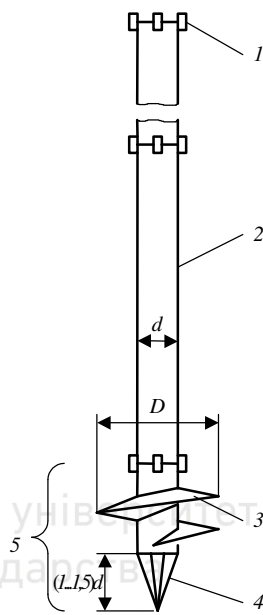


Рисунок 9.20 - Гвинтова палія:
1 - оголовок; 2 - ствол; 3 -
гвинтова лопать; 4 - нако-
нечник; 5 - башмак

9.3. Основні розрахункові положення та принципи проектування пальових фундаментів

Пальові фундаменти (ростверк - палі - ґрунт у міжпальовому просторі) та їхні основи розраховують відповідно до чинних будівельних норм за двома групами граничних станів:

за першою групою - за несучою здатністю (міцністю) конструкцій паль і пальових ростверків; за несучою здатністю (стійкістю) ґрунту основи паль; за несучою здатністю (стійкістю) основ пальових фундаментів уцілому, якщо на них передаються значні горизонтальні навантаження (підпірні стіни, фундаменти розпірних конструкцій та ін.) або якщо основи обмежені укосами чи складені стрімкопадаючими шарами ґрунту, тобто у випадках, коли можли-

вий глибинний зуев по контактній поверхні на рівні вістря паль;

за другою групою - за осіданнями основ пальових фундаментів із висячих паль від вертикальних навантажень; за переміщеннями (горизонтальними та кутами повороту голови палі) сумісно з ґрунтом основ від одночасної дії вертикальних і горизонтальних навантажень та моментів; на утворення та (або) розкриття тріщин в елементах бетонних і залізобетонних конструкцій пальових фундаментів.

Розрахунок за несучою здатністю (міцністю) конструкцій паль і пальових ростверків виконують залежно від їхніх матеріалів (деревини, бетону, залізобетону, сталі та ін.) за відповідними чинними будівельними нормами з проектування (див. 9.5.1).

Розрахунок поодинокі палі в складі фундаменту та поза його меж за несучою здатністю (стійкістю) ґрунту основи виконують, виходячи з умови

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (9.1)$$

де N - розрахункове навантаження, що передається на палю (найбільше фактичне поздовжнє зусилля, що виникає від розрахункових навантажень, які діють на фундамент за найбільш невідного їхнього сполучення) (див. 9.6.2); F_d - розрахункова несуча здатність ґрунту основи поодинокі палі (далі звана несучою здатністю палі за ґрунтом) (див. 9.5.3 і 9.5.4); γ_k - коефіцієнт надійності за ґрунтом, який приймають: $\gamma_k=1,2$ - якщо F_d визначена за результатами польових випробувань статичним навантаженням; $\gamma_k=1,25$ - якщо F_d визначена розрахунком за результатами статичного зондування ґрунту, за результатами динамічних випробувань паль, виконаних з урахуванням пружних деформацій ґрунту, а також за результатами польових випробувань ґрунтів еталонною палею або палею-зондом; $\gamma_k=1,4$ - якщо F_d визначена розрахунком, у тому числі за результатами динамічних випробувань паль, виконаних без урахування пружних деформацій ґрунту; $\gamma_k=1,4 \dots 1,75$ - для фундаментів опор мостів залежно від характеру навантажень, виду ростверка за розташуванням відносно поверхні спланованого ґрунту, виду паль за умовами взаємодії з ґрунтом та їхньої кількості у фундаменті.

Палі та пальові фундаменти вцілому, що розраховують за другою групою граничних станів (за деформаціями), повинні задовольняти умові

$$s \leq s_u, \quad (9.2)$$

де s - величина сумісної деформації окремої палі, пальового фундаменту вцілому та будівлі або споруди (осідання, горизонтального переміщення, кута повороту голови палі, відносної різниці осідань паль, пальових фундаментів тощо), визначена розрахунком; s_u - гранично допустима величина сумісної деформації основи палі, палі та будівлі або споруди, встановлена будівельними нормами або завданням на проектування.

Розрахунок елементів залізобетонних конструкцій пальових фундаментів на утворення та розкриття тріщин провадять відповідно до вимог чинних будівельних норм із проектування бетонних і залізобетонних конструкцій, а у необхідних випадках - будівельних норм із проектування бетонних і залізобетонних конструкцій гідротехнічних споруд.

Пальовий фундамент проектують у такій послідовності:

аналізують вихідні дані (матеріали інженерно-геологічних і гідрогеологічних вишукувань; фізико-механічні властивості ґрунтів основи; конструктивну схему спроектованої будівлі або споруди; дані про підземну частину, конс-

трукції нульового циклу та заглиблені частини будівлі або споруди; навантаження, що діють на фундамент; умови будівельного майданчика (вільна забудова, будівництво в забудованому районі тощо); можливості будівельної організації, яка передбачено буде здійснювати будівництво та ін.), на підставі чого призначають вид паль і основні параметри пальового фундаменту: матеріал і довжину паль, розміри їхнього поперечного перерізу, тип спряження з ростверком, глибину закладання ростверка та ін.;

обчислюють розрахункову несучу здатність ґрунту основи прийнятої палі за умови, що вона працює як поодинокі;

знаходять необхідну кількість паль у пальовому фундаменті або відстань між ними (для випадку стрічкового фундаменту), виходячи з розрахункового навантаження для розрахунків за першою групою граничних станів (за несучою здатністю), що передається на палю;

розміщують палі у плані та конструюють ростверк;

виконують перевірку розрахункового навантаження (з урахуванням ваги ростверка та ґрунту на його виступах) для розрахунків за першою групою граничних станів, що припадає на кожну палю;

при необхідності пальовий фундамент із висячих паль перевіряють розрахунком за другою групою граничних станів (за деформаціями) на осідання, попередньо зіставивши тиск по підшві умовного пальового фундаменту з розрахунковим тиском, визначеним за формулою (8.4);

при дії горизонтальних сил і моментів для паль із високим ростверком виконують розрахунок горизонтальних переміщень і кутів повороту голів паль;

за результатами перевірок розрахунків уточнюють остаточні конструктивні розміри фундаменту;

проектують пальовий ростверк;

підбирають обладнання для занурювання або влаштування паль і для забивних паль визначають розрахункову відмову.

9.4. Призначення виду паль і основних параметрів пальового фундаменту

Вид паль за умовами взаємодії з ґрунтом призначають, головним чином, виходячи з характеру напластунів ґрунтів. При значній товщі слабких ґрунтів застосовують висячі палі (рис. 9.21). Їхню **довжину** призначають такою, щоб вони “прорізали” напластун найбільш слабких ґрунтів; при цьому заглиблення нижніх кінців паль у більш міцний шар, прийнятий за основу, приймають таким: у великоуламкові ґрунти, гравіюваті, крупні й середньої крупності піски та глинисті ґрунти твердої й напівтвердої консистенції з показником текучості $I_L \leq 0,1$ - не менше 0,5 м (рис. 9.21,а), а в решту дисперсних ґрунтів - не менше 1 м (рис. 9.21,б). При цьому економічно та практично ви-

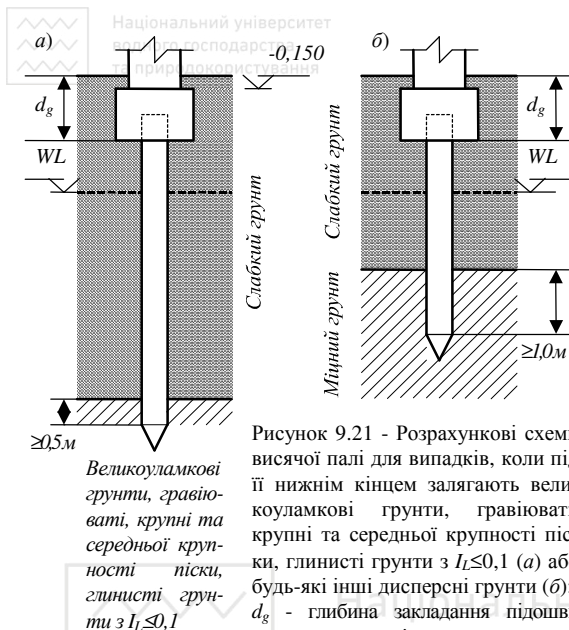


Рисунок 9.21 - Розрахункові схеми висячої палі для випадків, коли під її нижнім кінцем залягають великоуламкові ґрунти, гравіюваті, крупні та середньої крупності піски, глинисті ґрунти з $I_L \leq 0,1$ (а) або будь-які інші дисперсні ґрунти (б): d_g - глибина закладання підшви ростверка; WL - рівень ґрунтових вод

гідніше застосовувати меншу кількість довгих паль, аніж велику кількість коротких. При порівняно неглибокому заляганні нестисливих ґрунтів застосовують палі-стояки. Їхня довжина зумовлена різницею відміток підшви ростверка та покрівлі нестисливого або малостисливого шару ґрунту основи з урахуванням збільшення довжини паль на величину замурування їхніх голів у тілі ростверка й заглиблення низу паль у малостисливу породу (не менше 0,5 м, за виключенням нестисливих скельних ґрунтів). Якщо покрівля несучого шару має нахил, тоді використовують палі-стояки різної довжини.

Мінімальну довжину паль при центральному стискаючому навантаженні зазвичай приймають не менше 3 м, при додатковій же дії горизонтального навантаження та моменту - не менше 4 м.

Вибір матеріалу паль зумовлений, поперед усе, гідрогеологічними умовами та місцевими особливостями району будівництва (наявністю місцевих матеріалів, наприклад - деревини, щебеню, піску та ін.). Основними матеріалами для паль є бетон і залізобетон. Такі палі застосовують незалежно від рівня ґрунтових вод і в будь-яких ґрунтах. Дерев'яні палі допускаються до застосування при закладанні їхніх голів глибше найнижчого рівня ґрунтових вод з урахуванням сезонних коливань і можливості його пониження в майбутньому. Сталеві палі, головним чином - гвинтові, використовують у виключних випадках, наприклад, при дуже щільних ґрунтах, коли технічно неможливе застосування всіх інших видів паль.

Частіше всього найбільш раціональним є влаштування фундаментів із заздалегідь виготовлених забивних залізобетонних паль. Не рекомендується такі палі використовувати у випадках, коли динамічні струси від палейного обладнання можуть негативно вплинути на основи та фундаменти поблизу розташованих будівель і споруд. Забивні палі мають низку переваг: значно скорочуються або й навіть повністю вилучаються об'єми земляних робіт; палі можна застосовувати при ґрунтах будь-якої стисливості; вони здатні сприй-

мати вертикальні стискаючі та висмикуючі навантаження, горизонтальну силу й згинальні моменти та ін. Однак при необхідності застосування паль великої несучої здатності доцільніше застосовувати набивні або бурові палі, а в деяких випадках - навіть і з розширеним нижнім кінцем.

Поперечний переріз забивних паль приймають залежно від їхньої довжини, оскільки дуже велика гнучкість паль може призвести до викривлення їхнього ствола в міру занурювання в ґрунт. Разом із тим, переріз, наприклад, висячих паль намагаються прийняти найменшим, оскільки їхня несуча здатність зумовлена питомим тертям по боковій поверхні (див. 9.5.2), і при одних й тих же самих витратах матеріалів (деревини, бетону, залізобетону тощо.) палі меншого перерізу мають більшу сумарну площу бокової поверхні. Проте, це веде до збільшення кількості паль у фундаменті. Поперечний переріз готових залізобетонних паль приймають відповідно до чинного сортаменту індустріальних виробів (див. табл. 9.1).

Слід зазначити, що розміри палі призначають попередньо та корегують залежно від результатів подальших розрахунків і техніко-економічного порівняння варіантів.

Тип ростверка - низький, підвищений або високий (див. рис. 9.2) - визначають залежно від призначення та конструктивної схеми будівлі або споруди.

Матеріалом для виготовлення ростверків пальових фундаментів, головним чином, слугує залізобетон. Ростверки можуть бути збірними, що встановлюють на змонтовані на куцах паль і поодиноких палях збірні залізобетонні оголовки (див. рис. 9.22,з), та монолітними. Збірні залізобетонні ростверки для більшості будівель і споруд проектують із важкого бетону класу не нижче В15, монолітні - В12,5. Для мостів, гідротехнічних споруд і опор великих переходів повітряних ліній електропередач клас бетону збірних і монолітних ростверків приймають відповідно В22,5 і В15.

Спряження пальового ростверка з палями приймають як вільнолежачим, так і жорстким. Вільне обпирання ростверка на палі враховують у розрахунках умовно як шарнірне спряження і при монолітних ростверках виконують шляхом замурування голови палі в ростверк на глибину 50...100 мм (рис. 9.22,а). Така величина замурування необхідна з метою забезпечення рівномірної передачі навантажень по всьому перерізу палі. Замурування випусків арматури палі в ростверк у цьому випадку не обов'язкове.

Жорстке спряження ростверка з палями передбачають у випадках, коли: стволи паль розташовуються в слабких ґрунтах (просідних і набрякливих ґрунтах, пухких пісках, текучих глинистих ґрунтах, мулах, сапропелях, затопованих ґрунтах і торфях та ін.);

у місці спряження стискаюче навантаження, що передається на палю, прикладене до неї з ексцентриситетом, який виходить за межі її ядра;

на палю діють горизонтальні навантаження, величини переміщень від

яких при вільному обпиранні виявляються більшими гранично допустимих для проекрованої будівлі або споруди;

у фундаменті є похилі або складені вертикальні палі;

палі працюють на висмикуючі навантаження.

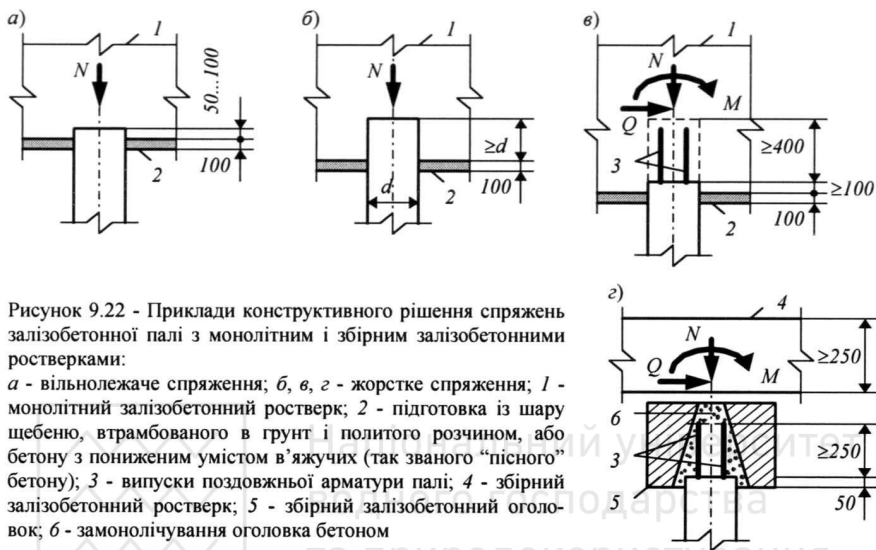


Рисунок 9.22 - Приклади конструктивного рішення спряжень залізобетонної палі з монолітним і збірним залізобетонними ростверками:

а - вільнолежаче спряження; б, в, г - жорстке спряження; 1 - монолітний залізобетонний ростверк; 2 - підготовка із шару щебеню, втрамбованого в ґрунт і политого розчином, або бетону з пониженим умістом в'язучих (так званого "пісного" бетону); 3 - випуски поздовжньої арматури палі; 4 - збірний залізобетонний ростверк; 5 - збірний залізобетонний оголовок; б - замонолічування оголовка бетоном

При жорсткому спряженні пальового ростверка з палями верхні кінці паль замуровують у тіло ростверка на глибину, що визначається розрахунком. Разом із тим, для залізобетонних паль і монолітного залізобетонного ростверка цей вид спряження забезпечується дотриманням таких конструктивних вимог: при передачі на палі вертикального стискаючого навантаження - замуруванням голови палі в ростверк на глибину, не меншу розміру поперечного перерізу палі (рис. 9.22,б); при дії на палі вертикального розтягаючого або горизонтального навантажень - ствола палі не менше, ніж на 100 мм, а випусків стержнів оголеної поздовжньої робочої арматури палі - не менше, ніж на 400 мм (рис. 9.22,в). У другому випадку (при дії вертикального розтягаючого або горизонтального навантажень) величина замурування випусків арматури має бути не меншою 30 діаметрів, якщо вона має періодичний профіль, і 40 діаметрів - гладкий. У фундаментах опор мостів голови залізобетонних паль заводять у тіло ростверка не менше, ніж на два діаметри палі при $d \leq 0,6$ м, і не менше, ніж на 1,2 м - якщо $d > 0,6$ м. У голові поперечно напружених залізобетонних паль передбачають арматурний каркас із ненапружуваної арматури, яку в подальшому використовують як анкерну.

При влаштуванні низьких і підвищених залізобетонних ростверків можливе витікання цементного молока з бетонної суміші у ґрунт при фільтруючих ґрунтах, перемішування бетонної суміші з ґрунтом при глинистих водо-

насичених ґрунтах, а також занурювання арматури в ґрунт при важкій арматурі та слабкому ґрунті. Для уникнення цього влаштовують підготовку із шару щебеню, втрамбованого в ґрунт і политого розчином, або бетону з пониженим умістом в'язучих (так званого “пісного” бетону) товщиною 100 мм (рис. 9.22,а,б,в).

У збірних залізобетонних ростверках за проміжний елемент між головою палі та балкою ростверка використовують встановлені на палю збірні залізобетонні оголовки (рис. 9.22,г). Жорсткість спряження пальового ростверка з палями забезпечують зварюванням закладних деталей ростверка та оголовка сталевими накладками й подальшим замоноличуванням зазорів бетоном.

Глибину закладання підосви низького пальового ростверка під стіни й монолітні залізобетонні колони та опори призначають залежно від можливості здимання ґрунтів при їхньому сезонному промерзанні та відтаванні, геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика, конструктивних рішень проектованої будівлі або споруди (наявності підвалу або технічного підпілля, прилеглих технологічних каналів або приямків) та ін. за аналогією з призначенням цієї ж самої відмітки для фундаментів мілкого закладання (див. 7.10). При призначенні **глибини закладання підосви низького ростверка під збірні залізобетонні та сталеві колони** основним, як правило, виступає конструктивний фактор: у першому випадку - забезпечення необхідного замурування колони у виконаному в складі конструкції ростверка підколоннику зі стаканною частиною (рис. 9.23), у другому випадку - необхідність розміщення башмаків колон з можливістю подальшого їхнього обетонування (для запобігання корозії) до рівня підлоги. **Відмітку підосви високого ростверка** приймають з урахуванням спеціальних вимог, пов'язаних, наприклад, із льодовим режимом водоймища, з експлуатаційними особливостями будівлі або споруди та ін.

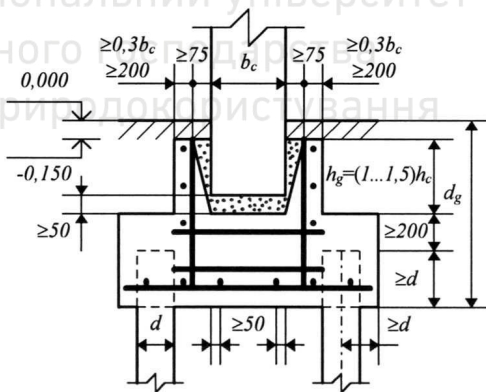


Рисунок 9.23 - Пальовий фундамент під збірну залізобетонну колону

9.5. Визначення несучої здатності паль

Слід розрізняти несучу здатність палі, що залежить від міцності її матеріалу (“**несуча здатність палі за матеріалом**”) і несучу здатність, що залежить від опору оточуючого її ґрунту (“**несуча здатність палі за ґрунтом**”).

Несучу здатність паль усіх видів визначають як найменшу з цих двох. Разом із тим, найбільш економічні палі, несучі здатності яких за матеріалом і ґрунтом однакові або близькі.

9.5.1. Несуча здатність палі за її матеріалом. При розрахунку паль усіх видів за міцністю матеріалу палю розглядають як стержень, жорстко защемлений у ґрунті в перерізі, розташованому від підшви ростверка на відстані l_1 , що обчислюють за виразом

$$l_1 = l_0 + 2/\alpha_e, \quad (9.3)$$

де l_0 - довжина ділянки палі від підшви високого ростверка до рівня поверхні ґрунту, м; α_e - коефіцієнт деформації, m^{-1} , який визначають за формулою

$$\alpha_e = \sqrt[5]{kb_p/(EI)}, \quad (9.4)$$

де k - коефіцієнт пропорційності, $\kappa H/m^4$, що приймають залежно від різновиду оточуючого палю ґрунту за табл. 9.3; E - модуль пружності матеріалу палі, $\kappa Па$; I - момент інерції поперечного перерізу палі, m^4 ; b_p - умовна ширина палі, м, яку приймають рівною: для паль з діаметром стволів 0,8 м і більше $b_p = d + 1$, м, а для решти розмірів перерізів паль $b_p = 1,5d + 0,5$, м.

Вид з'єднання верхнього кінця палі приймають відповідно до конструктивного рішення вузла спряження голови палі з ростверком, оголовком та іншими елементами.

Таблиця 9.3 - Значення коефіцієнта пропорційності k для визначення несучої здатності палі за матеріалом

Різновиди ґрунтів, що оточують палі, та їхні характеристики	Коефіцієнт k , $\kappa H/m^4$
Великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем; піски гравелістні ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	50000...100000
Піски крупні ($0,55 \leq e \leq 0,7$); глини та суглинки тверді ($I_L < 0$)	18000...30000
Піски середньої крупності ($0,55 \leq e \leq 0,7$); піски дрібні ($0,6 \leq e \leq 0,75$); супіски тверді ($I_L < 0$); суглинки й глини тугопластичні та напівтверді ($0 \leq I_L \leq 0,5$)	12000...18000
Піски пилюваті ($0,6 \leq e \leq 0,8$); супіски пластичні ($0 \leq I_L \leq 1$); суглинки та глини м'якопластичні ($0,5 \leq I_L \leq 0,75$)	4000...7000
Суглинки та глини текучопластичні ($0,75 \leq I_L \leq 1$)	4000...7000

Примітки: 1. Менші значення коефіцієнта k відповідають більш високим значенням показника текучості I_L глинистих ґрунтів і коефіцієнта пористості e пісків, вказаних у скобках, а більші значення коефіцієнта k - відповідно більш низьким значенням I_L і e . Для ґрунтів із проміжними значеннями характеристик I_L і e значення коефіцієнта k визначають інтерполяцією. 2. Коефіцієнт k для щільних пісків приймають на 30% вище, ніж найбільші значення вказаних у табл. 9.3 коефіцієнтів k для заданого виду ґрунту.

Несучу здатність залізобетонної палі за матеріалом у низькому ростверку визначають на осьове зусилля як для центрально навантаженого елемента за формулою

$$N \leq \gamma_c \varphi (\gamma_{cb} R_b A + R_{sc} A_s), \quad (9.5)$$

де N - поздовжнє зусилля від розрахункових навантажень, що передаються на палю; γ_c - коефіцієнт умов роботи, що враховує вплив способу виконання пальових робіт і приймається за табл. 9.4; φ - коефіцієнт, що враховує вплив поздовжнього прогину палі при наявності випадкового

ексцентриситета на її несучу здатність; γ_b - коефіцієнт умов роботи бетону, що враховує можливість виготовлення бетонних і залізобетонних паль у вертикальному положенні (відповідно до будівельних норм з проектування бетонних і залізобетонних конструкцій $\gamma_b=0,85$); R_b - розрахунковий опір бетону осьовому стиску; A - площа поперечного перерізу паль; R_s - розрахунковий опір арматури стиску; A_s - площа поперечного перерізу усіх поздовжніх стержнів арматури.

Таблиця 9.4 - Значення коефіцієнта умов роботи γ , що враховує вплив способу виконання пальових робіт

Спосіб виконання пальових робіт	Коефіцієнт γ
У глинистих ґрунтах, показник текучості яких дозволяє бурити свердловини та бетонувати їх насухо без кріплення стінок, при положенні рівня ґрунтових вод у період будівництва нижче нижнього кінця паль	1,0
У ґрунтах, буріння свердловин і бетонування в яких здійснюють насухо із застосуванням вилучуваних обсадних труб	0,9
У ґрунтах, буріння свердловин і бетонування в яких здійснюють за наявності в них води із застосуванням вилучуваних обсадних труб	0,8
У ґрунтах, буріння свердловин і бетонування в яких виконують під глинистим розчином або під надлишковим тиском води (без обсадних труб)	0,7

У високому ростверку несуча здатність залізобетонної паль за матеріалом визначають на осьове зусилля, згинальний момент і поперечну силу як для позацентрично навантаженого елемента згідно з будівельними нормами проектування бетонних і залізобетонних конструкцій.

9.5.2. Взаємодія паль з оточуючим її ґрунтом. Несуча здатність F_d поодинокій паль за ґрунтом складається з опору ґрунту під нижнім кінцем (лобового опору) N_R і опору по боковій поверхні (тертя) N_f :

$$F_d = N_R + N_f. \quad (9.6)$$

Виявлення сил опору ґрунту по боковій поверхні залежить від пружного осідання паль разом з оточуючим ґрунтом, а отже, зумовлене стисливістю ґрунту під нижнім кінцем. Чим більш стисливий ґрунт під нижнім кінцем паль, тим більша частина навантаження припадає на тертя, що притаманне висячим пальям. Для паль-стояків, що обпираються на нестисливі або малостисливі ґрунти, сили тертя не виникають через відсутність осідання, і несуча здатність зумовлена лише лобовим опором.

Розрахункову схему висячої паль при її сумісній роботі з оточуючим ґрунтом наведено на рис. 9.24.

При занурюванні забивної паль ґрунт витискається з-під її торця внаслідок симетричного зсуву в сторони, і навколо паль утворюється циліндричний об'єм ущільненого ґрунту діаметром, що дорівнює близько 5...6 діаметрів паль. При цьому по боковій поверхні паль в ущільненому ґрунті виникають сили опору тертю, які забезпечують значну частину загальної несучої здатності паль. Під торцем паль також формується ущільнене ядро глибиною близько 1,5 її діаметра або сторони, яке здатне сприйняти підвищений тиск.

Сили тертя, сприймаючи навантаження від бокової поверхні ствола паль, передають це навантаження на більшу площу нижче розташованих шарів і

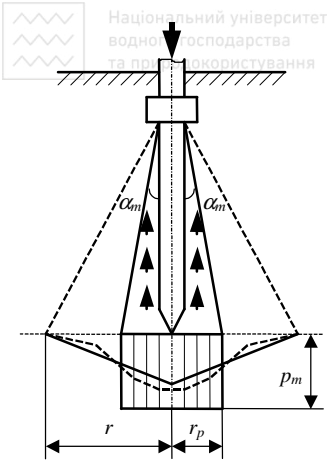


Рисунок 9.24 - Схема передачі сумарного навантаження на площину рівня нижнього кінця палі від її бокової поверхні та торця

розподіляють його по ній. На рівні площини вістря палі вони разом із зусиллям, що сприймається торцем палі, утворюють напружений масив, обмежений з боків зрізаним конусом, а знизу - опуклою криволінійною поверхнею (на схемі показано штриховою лінією). Оскільки до теперішнього часу ще немає достатньо точних методів розрахунку напружень і деформацій, виникаючих навколо палі і під нею, то удаються до наближених методів розрахунку.

Приймають, що тиск p_m у площині торця поодинокій палі розподіляється рівномірно; площу епюри реактивних тисків визначають, припустивши, що сили тертя передаються під кутом $\alpha = \varphi'_\Pi / 4$, де φ'_Π - усереднене значення кута внутрішнього тертя шарів ґрунту в межах довжини палі.

Несуча здатність палі вичерпується тоді, коли опір по її боковій поверхні стає граничним, а під торцем утворюються розвинуті області зсувів. Паля отримує різке осідання (так званий **зрив палі** - явище, подібне до текучості матеріалів).

Оскільки фактичне тертя по боковій поверхні палі відбувається не між матеріалом палі та оточуючим ґрунтом, а між ґрунтом і тонким шаром ґрунтової "рубашки", що утворилась на боковій поверхні палі при занурюванні, розрахункові значення граничного опору тертю по боковій поверхні палі f приймають для палей із різних матеріалів однаковими.

Величини f , так само як і значення розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі R , отримані на підставі статистичного узагальнення результатів багаточисельних випробувань і досвіду роботи палей під навантаженням у різних ґрунтових умовах і наведені в таблицях чинних будівельних норм.

У фундаментах із палями-стояками кожна паля працює самостійно, і повна несуча здатність такого фундаменту дорівнює сумі несучих здатностей розміщених у ньому палей.

При роботі палей у фундаменті з висячих палей її несуча здатність відрізняється від несучої здатності поодинокій палі. Це пояснюється тим, що при розташуванні палей у куці близько одна від одної (на відстані $c \leq 2r$) (рис. 9.25,а) ґрунт між ними внаслідок сильного ущільнення відокремлюється з оточуючого масиву та осідає разом з палями як одне ціле. А оскільки периметр такого пальово-ґрунтового масиву менший суми периметрів окремих палей, то опір по боковій поверхні зменшується. Опір же під кінцями палей зростає через збільшення площі обпирання, так само як зростають і напруження нижче торців палей унаслідок підсумовування їх у результаті накладання напружень (на-

пружених зон) від окремих паль. Тому при однаковому навантаженні на палю осідання фундаменту з близько розташованих паль завжди більше осідання поодинокі палі, а його несуча здатність менше суми несучих здатностей розміщених у ньому паль. Остання обставина й вимагає перевірки фундаменту з висячих паль розрахунком на осідання.

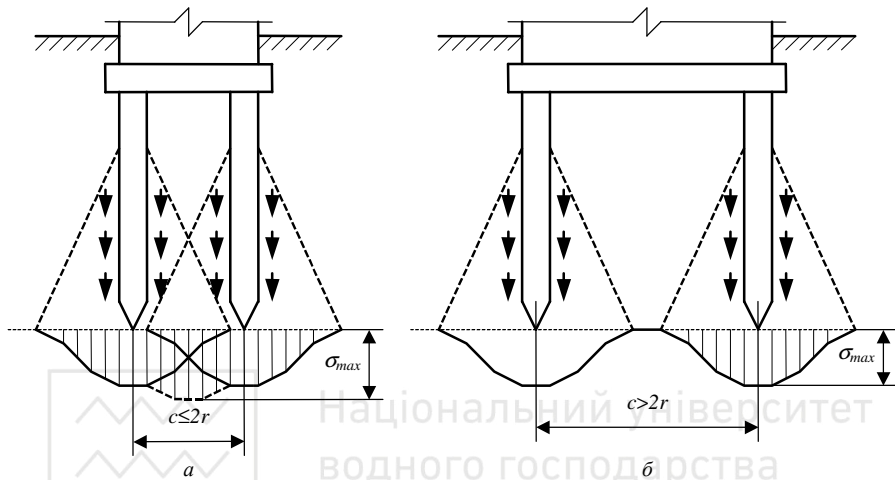


Рисунок 9.25 - Схема передачі тиску на ґрунт, розташований нижче вістря паль, залежно від відстані між ними: a - при $c \leq 2r$; b - при $c > 2r$

Установлено, що для повного використання несучої здатності паль відстань між ними доцільно приймати $c > 2r$ (рис. 9.25, б). Це повинно складати (як установлено вище) більше 6 діаметрів або сторін паль. Однак у міру збільшення відстані між палями доводиться підвищувати жорсткість, а отже, і розміри ростверка, що для багатьох споруд виявляється нерациональним, а іноді й таким, що неможливо виконати. Тому ростверк проектується компактним у плані, приймаючи зазвичай відстань між палями в межах 3...8 діаметрів або сторін палі, та свідомо не враховують повну несучу здатність паль внаслідок їхньої сумісної роботи.

Несуча здатність поодинокі палі за ґрунтом F_d може бути визначена розрахунком за формулами будівельних норм, а також знайдена за експериментальними даними польових випробувань.

9.5.3. Визначення несучої здатності паль за ґрунтом згідно з нормами проектування. Несучу здатність F_d , κH , палі-стояка (забивної палі, палі-оболонки, набивної та бурової палі, що обпираються на нестисливий скельний або малостисливий дисперсний ґрунти) обчислюють за формулою

$$F_d = \gamma_c R A, \quad (9.7)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, який приймають $\gamma_c = 1$; R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі-стояка, $\kappa \text{Па}$; A - площа обпирання на ґрунт палі або палі-оболонки,

m^2 , що приймають для паль суцільного перерізу рівною площі поперечного перерізу, а для порожнистих круглих паль і паль-оболонки рівною площі поперечного перерізу нетто при відсутності заповнення їхньої порожнини бетоном і площі поперечного перерізу брутто при заповненні цієї порожнини бетоном.

Розрахунковий опір ґрунту R , $\kappaПа$, під нижнім кінцем палі-стояка приймають таким:

для всіх видів забивних паль, що обпираються нижнім кінцем на скельні та малостисливі дисперсні ґрунти, $R=20000 \kappaПа$;

для набивних і бурових паль, а також заповнених бетоном оболонок, замуrowаних у невивітрилий скельний ґрунт (без прошарків слабких ґрунтів) не менше ніж на $0,5 m$, - за формулою

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (9.8)$$

де $R_{c,n}$ - нормативне значення межі міцності при одноосовому стиску скельного ґрунту у водонасиченому стані, $\kappaПа$; γ_g - коефіцієнт надійності за ґрунтом, що приймають $\gamma_g=1,4$; l_d - розрахункова глибина замуrowування набивної та бурової паль і палі-оболонки в скельний ґрунт, m ; d_f - зовнішній діаметр замуrowаної у скельний ґрунт частини набивної та бурової паль і палі-оболонки, m ;

для паль-оболонки, рівномірно обертих на поверхню невивітрилого скельного ґрунту, прикритого шаром дисперсних ґрунтів, що не розмиваються, товщиною не менше трьох діаметрів палі-оболонки, - за формулою

$$R = R_{c,n} / \gamma, \quad (9.9)$$

де $R_{c,n}$ і γ_g - те саме, що у формулі (9.8).

Несучу здатність F_d , $\kappaН$, висячої палі (забивної палі, палі-оболонки, набивної та бурової паль із розширенням і без розширення), **що працює на стискаюче навантаження**, визначають як суму сил розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі та на її боковій поверхні за формулою

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right), \quad (9.10)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, який приймають $\gamma_c=1$ в усіх випадках за виключенням обпирання набивної та бурової паль, а також палі-оболонки, зануреної з вийманням ґрунту та заповненої бетоном, на глинисті ґрунти з коефіцієнтом водонасичення $S_r < 0,9$ і на лесові ґрунти, для яких $\gamma_c=0,8$; γ_{cR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймають для забивної палі та палі-оболонки, зануреної без виймання ґрунту, за табл. 9,5; для набивної та бурової паль і палі-оболонки, зануреної з вийманням ґрунту та заповненої бетоном, $\gamma_{cR}=1$ в усіх випадках, за виключенням палі з камуфлетним розширенням, для якої $\gamma_{cR}=1,3$, і палі з розширенням п'ятою, бетонованої підводним способом, для якої $\gamma_{cR}=0,9$; R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, $\kappaПа$, що визначають за табл. 9.6 для забивної палі та палі-оболонки, зануреної без виймання ґрунту; для решти паль і паль-оболонки R обчислюють за формулами (9.11) і (9.12); A - площа обпирання на ґрунт палі або палі-оболонки, m^2 , що приймають рівною площі поперечного перерізу палі брутто або площі поперечного перерізу розширення в місті його найбільшого діаметру; для палі-оболонки з ґрунтовим ядром без заповнення порожнини бетоном - площі поперечного перерізу нетто; для заповненої бетоном палі-оболонки - площі поперечного перерізу брутто; для палі-стовпа, омоноліченого в ґрунті цементно-піщаним розчином, - площі поперечного перерізу свердловини; u - зовнішній периметр поперечного перерізу палі, m ,

для палі-стовпа приймають за діаметром свердловини; γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі, що приймають для забивної палі та палі-оболонки, зануреної без виймання ґрунту, за табл. 9.5, для набивної та бурової палі, а також палі-оболонки, зануреної з вийманням ґрунту, за табл. 9.7; f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту по боковій поверхні палі, κPa , що визначають за табл. 9.8; h_i - товщина i -го шару ґрунту, що прилягає до бокової поверхні палі, m .

Таблиця 9.5 - Значення коефіцієнтів γ_{cr} і γ_{cf} для забивних палей і палей-оболонки, занурених без виймання ґрунту

Спосіб занурювання палей і палей-оболонки	γ_{cr}	γ_{cf}
Забивання молотами суцільних і порожнистих із закритим нижнім кінцем палей	1,0	1,0
Забивання та втискання палей у попередньо пробурені лідерні свердловини із заглибленням їхніх кінців не менше, ніж на 1 m нижче забою свердловини діаметром:		
що дорівнює стороні квадратної палі	1,0	0,5
на 5 cm меншим стороні квадратної палі	1,0	0,6
на 15 cm меншим стороні квадратної або діаметра круглої палі	1,0	1,0
Занурювання палей із підмивом у піски за умови їхнього добування на останньому метрі занурювання без застосування підмиву	1,0	0,9
Віброванурювання та вібровтискання палей і палей-оболонки у ґрунти:		
піски середньої щільності:		
крупні та середньої крупності	1,2	1,0
дрібні	1,1	1,0
пилуваті	1,0	1,0
глинисті з показником текучості $I_L=0,5$:		
супіски	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глини	0,7	0,9
глинисті з показником текучості $I_L \leq 0$	1,0	1,0
Забивання молотами порожнистих палей із відкритим нижнім кінцем при діаметрі порожнини, cm :		
≤ 40	1,0	1,0
40...80	0,7	1,0
Будь-який спосіб занурювання порожнистих круглих палей із закритим нижнім кінцем на глибину 10 m і більше з подальшим улаштуванням у нижньому кінці палі камуфлетного розширення діаметром, m :		
1,0	0,9	1,0
1,5:		
у пісках середньої щільності та супісках при $I_L \leq 0,5$	0,8	1,0
у суглинках і глинах при $I_L \leq 0,5$	0,7	1,0

Для супісків при числі пластичності $I_p \leq 4$ і коефіцієнті пористості $e < 0,8$ розрахункові опори R і f_i визначають відповідно за табл. 9.6 і 9.8 як для пилуватих пісків середньої щільності.

Для забивних палей, що обпираються нижнім кінцем на пухкі піски або на глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,6$, несучу здатність визначають за результатами статичних випробувань палей (див. 9.5.4).

Опір піску по боковій поверхні палі з розширеною п'ятою враховують на ділянці від рівня планування до рівня перетину ствола палі з поверхнею уявного конуса, що направлений основою до розширення та має як утворюваль-



ну лінію, яка дотикається бокової границі розширення та перетинає вісь палі під кутом $\phi/2$ (ϕ - усереднене по шарах розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту, що залягає в межах указанного конуса). Опір глинистих ґрунтів допускається визначати по всій довжині ствола.

Таблиця 9.6 - Значення розрахункових опорів R ґрунтів під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонки, занурених без виймання ґрунту

Глибина занурення нижнього кінця палі, м	Значення R , кПа, ґрунтів						
	пісків середньої щільності						
	гравелістичних	крупних	---	середньої крупності	дрібних	пиливатих	---
	глинистих при показнику текучості I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	<u>6000</u> 4000	3000	<u>3100</u> 2000	<u>2000</u> 1200	1100	600
4	8300	<u>6800</u> 5100	3800	<u>3200</u> 2500	<u>2100</u> 1600	1250	700
5	8800	<u>7000</u> 6200	4000	<u>3400</u> 2800	<u>2200</u> 2000	1300	800
7	9700	<u>7300</u> 6900	4300	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	<u>4800</u> 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примітки: 1. Глибину занурення нижнього кінця палі при плануванні території зрізуванням, підсипанням, наміванням до 3 м слід приймати від рівня природного рельєфу, а при плануванні території зрізуванням, підсипанням, наміванням від 3 до 10 м - від умовної відмітки, розташованої на 3 м вище рівня зрізування або на 3 м нижче рівня підсипання. Глибину занурення нижнього кінця палі у водоймищі слід приймати від рівня дна після загального розмиву розрахунковою повинню, на болотах - від рівня дна болота. 2. Значення R над рисою відносяться до пісків, під рисою - до глинистих ґрунтів. 3. Для проміжних глибин забивання паль і показника текучості I_L глинистих ґрунтів значення R визначають інтерполяцією. 4. Для щільних пісків, ступінь щільності яких визначена за матеріалами статичного зондування, значення R для паль, занурених без використання підмиву або лідерних свердловин, слід збільшувати на 100%. При визначенні ступеня щільності за даними інших видів інженерних вишукувань і відсутності даних статичного зондування для щільних пісків значення R слід збільшувати на 60%. В усіх випадках R повинно бути не більше 20000 кПа.

Розрахунковий опір R , кПа, ґрунту під нижнім кінцем набивної та бурової паль із розширенням і без розширення, а також палі-оболонки, зануреної з вийманням ґрунту й заповненням бетоном, приймають таким:

Національний університет водного господарства та природокористування
Таблиця 9.7. Значення коефіцієнта γ_{ef} для набивних і бурових паль, а також паль-оболонки, занурених із виїманням ґрунту

Види паль і способи їхнього улаштування	Значення γ_{ef} при ґрунтах			
	пісках	супісках	суглинках	глинах
Набивні, що влаштовують шляхом занурювання інвентарної труби з башмаком (наконечником) ...	0,8	0,8	0,8	0,7
Набивні віброштамповані	0,9	0,9	0,9	0,9
Бурові, в тому числі з розширенням, що бетонують:				
при використанні води у свердловині (сухим способом), а також при використанні інвентарних обсадних труб	0,7	0,7	0,7	0,6
під водою або під глинистим розчином	0,6	0,6	0,6	0,6
жорсткими бетонними сумішами, вкладеними за допомогою глибинної вібрації	0,8	0,8	0,8	0,7
Буронабивні порожнисті круглого перерізу, що влаштовують при відсутності води у свердловині за допомогою вібросердечника	0,8	0,8	0,8	0,7
Палі-оболонки, занурені вібруванням із виїманням ґрунту	1,0	0,9	0,7	0,6
Палі-стовпи	0,7	0,7	0,7	0,6

Таблиця 9.8 - Значення розрахункових опорів f_i ґрунтів по боковій поверхні паль і паль і паль-оболонки

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Значення f_i , кПа, ґрунтів								
	пісків середньої щільності								
	крупних і середньої крупності	дрібних	пилуватих	---	---	---	---	---	---
	глинистих при показнику текучості I_L								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примітки: 1. Середню глибину розташування шару ґрунту слід приймати, керуючись прим. 1 до табл. 9.6. 2. При визначенні величини f_i пласти ґрунтів слід розчленовувати на однорідні шари товщиною не більше 2 м. 3. Для проміжних глибин забивання паль і показника текучості I_L глинистих ґрунтів значення f_i визначають інтерполяцією. 4. Для щільних пісків значення f_i слід збільшувати на 30%. 5. Для супісків і суглинків із коефіцієнтом пористості $e < 0,5$ і для глин із коефіцієнтом пористості $e < 0,6$ значення f_i слід збільшувати на 15%.



для великоуламкових ґрунтів із піщаним заповнювачем і пісків в основі набивної та бурової паль із розширенням і без розширення, а також палі-оболонки, зануреної з повним видаленням ґрунтового ядра, - за формулою

$$R = 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma_1'd + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h), \quad (9.11)$$

а в основі палі-оболонки, зануреної із збереженням ґрунтового ядра на висоту 0,5 м і більше, - за формулою

$$R = \alpha_4(\alpha_1\gamma_1'd + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h), \quad (9.12)$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ і α_4 - безрозмірні коефіцієнти, що приймають за табл. 9.9 залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ϕ_1 ґрунту основи; γ_1' - розрахункове значення об'ємної ваги ґрунту природної будови, $\kappa\text{Н/м}^3$, у основі палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважуючої дії води); γ - усереднене (по шарах) розрахункове значення об'ємної ваги ґрунтів природної будови, $\kappa\text{Н/м}^3$, розташованих вище нижнього кінця палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважуючої дії води); d - діаметр, м, набивної та бурової паль, розширення (для паль з розширенням), палі-оболонки або діаметр свердловини для палі-стовпа, омоноличеного в ґрунті цементно-піщаним розчином; h - глибина закладання, м, нижнього кінця палі або її розширення, відрахована від природного рельєфу або рівня планування (при плануванні зрізуванням), а для опор мостів - від дна водоймища після його загального розмиву при розрахунковій повені;

для глинистих ґрунтів в основі - за табл. 9.10.

Таблиця 9.9 - Значення коефіцієнтів $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ і α_4

Позначення коефіцієнтів	Значення $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ і α_4 при розрахунковому значенні кута внутрішнього тертя ґрунту ϕ , град								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
α_1	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163
α_2	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260
α_3 при h/d :									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87
5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
12,5	0,58	0,61	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
$\geq 25,0$	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
α_4 при $d, \text{ м}$									
$\leq 0,8$	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Формули (9.11) і (9.12) застосовують у випадках, коли забезпечується заглиблення набивної та бурової паль або палі-оболонки в ґрунт, прийнятий за основу їхніх нижніх кінців, не менше ніж на діаметр палі (або розширення для паль із розширенням), але не менше, ніж на 2 м.

Несучу здатність F_{du} , $\kappa\text{Н}$, висячої палі (забивної палі, палі-стовпа, палі-оболонки, занурених у ґрунт із вийманням і без виймання ґрунту, набивної та бурової паль із розширеннями і без розширень), **що працює на висмикуjące навантаження**, визначають за формулою

Таблиця 9.10. Значення розрахункових опорів R глинистих ґрунтів під нижнім кінцем набивних і бурових паль із розширенням і без розширення, а також паль-оболонки, занурених із виїманням ґрунту та заповненням порожнини бетоном

Глибина закладання нижнього кінця пальі, м	Значення R , кПа, глинистих ґрунтів при показнику текучості I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	---	---
40	4500	4000	3500	3000	2500	---	---

Примітка. Для пальових фундаментів опор мостів значення R , наведені в таблиці, слід підвищувати при розташуванні опор у водоймищі на величину, що дорівнює $1,5\gamma_w d_w$ (де $\gamma_w=10 \text{ кН/м}^3$ - густина води; d_w - глибина шару води у водоймищі, м, рахуючи від її рівня при розрахунковій повені до дна водоймища, а при можливості розмиву - до рівня дна після загального розмиву), і понижувати при коефіцієнті пористості ґрунту $e>0,6$, помножуючи на коефіцієнт m , який слід визначати інтерполяцією між значеннями $m=1,0$ при $e=0,6$ і $m=0,6$ при $e=1,1$.

$$F_{du} = \gamma_e u \sum \gamma_{ef} f_i h_i, \quad (9.13)$$

де γ_e - коефіцієнт умов роботи пальі в ґрунті, який приймають для паль, занурених у ґрунт на глибину менше 4 м, $\gamma_e=0,6$; на глибину 4 м і більше - $\gamma_e=0,8$; u , $\gamma_{ef} f_i$ і h_i - ті самі позначення, що й у формулі (9.10).

9.5.4. Визначення несучої здатності паль за ґрунтом за результатами польових випробувань. Польові випробування проводять із метою перевірки та уточнення значень розрахункових опорів паль (паль-оболонки), обчислених за формулами будівельних норм. Часто результати таких випробувань дозволяють підвищити розрахункові опори паль (порівняно з обчисленими за нормами), зменшити їхню кількість або довжину. У зв'язку з цим випробування доцільно проводити у початковий період улаштування пальових фундаментів, коли ще не пізно внести зміни в проект.

Найбільш широке застосування отримали такі три методи визначення несучої здатності паль за ґрунтом за результатами польових досліджень: випробування статичним навантаженням; динамічний метод; випробування статичним зондуванням. Достатня надійність визначення несучої здатності паль для кожної будівлі або споруди забезпечується проведенням не менше: статичних випробувань паль - 2; динамічних випробувань і випробувань статичним зондуванням - 6.

Випробування статичними навантаженнями починають не раніше ніж через 3...6 діб після їхнього занурювання, а при бетонуванні паль на місті їхнього улаштування (наприклад, набивних і бурових паль) - не раніше, ніж бетон досягне достатньої міцності (через 28 діб).

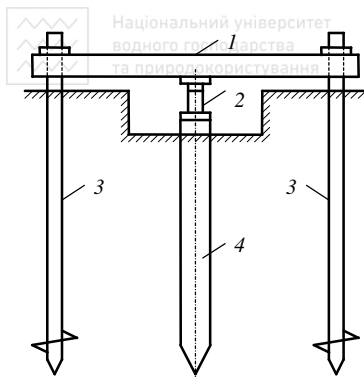


Рисунок 9.26 - Схема установки для випробування паль статичним навантаженням:

1 - упорна балка; 2 - гідравлічний домкрат; 3 - забивна або гвинтова інвентарна анкерна палія; 4 - випробовувана палія

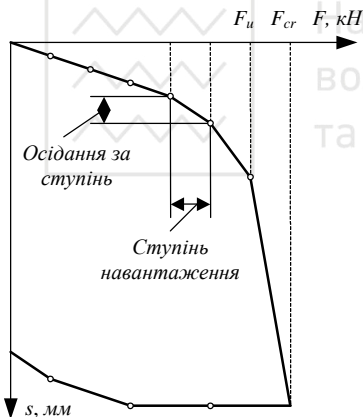


Рисунок 9.27 - Графік залежності осідання палі від навантаження

якому відмічають стабілізовані осідання палі, що відповідають усім ступеням навантаження.

Навантаження, за якого осідання палі тривало (1 добу і більше) не стабілізується або стрімко зростає порівняно з осіданням за попередній ступінь (тобто настає **зрив палі**), називають **критичним опором палі** F_{cr} , а навантаження на один ступінь менше критичного опору - **граничним опором палі** F_u (часткове значення).

Якщо палю не вдалось довести до зриву, а її осідання складає $s > 20$ мм, то часткове значення граничного опору палі F_u можна обчислити з умови проєк-

Випробовувану на стиск палю навантажують за допомогою гідравлічного домкрата, що встановлений на голову палі та впирається у розташовану над ним балку анкерного пристрою. Реактивне зусилля сприймають 4...6 забивних або гвинтових інвентарних анкерних паль. Схему установки для випробування паль наведено на рис. 9.26. Осідання палі вимірюють за допомогою двох прогиномірів, прикріплених до незалежної реперної системи, віддаленої від досліджуваної та анкерних паль із тим, щоб у процесі випробування реперна система була нерухомою. Для реперної системи можна використати шпунтове огородження котлована, палі, забиті в основу та ін.

Навантаження на палю прикладають ступенями, що дорівнюють 0,1...0,15 очікуваного граничного опору палі. Кожний ступінь витримують до стабілізації (затухання) переміщень випробовуваної палі, після чого навантаження підвищують на черговий ступінь. Переміщення (осідання) палі за даного ступеня навантаження вважають стабілізованим, якщо воно збільшилось не більше ніж на 0,1 мм за останні 30 хв (при обпиранні палі на великоуламкові ґрунти, піски та тверді глинисті ґрунти) або за останній час (при обпиранні на глинисті ґрунти інших різновидів). Відліки показників по прогиномірах беруть через кожні 15...30 хв. За отриманими результатами будують графік випробування (рис. 9.27), на

тування пальових фундаментів за деформаціями. Установлено, що осідання поодинокій палі s від розрахункового навантаження в 5...10 разів менше осідання пальового фундаменту, тобто можна прийняти $s = \zeta s_{u,mi}$, де ζ - перехідний коефіцієнт від граничного значення середнього осідання фундаменту будівлі або споруди $s_{u,mi}$ (установлюють згідно з вказівками будівельних норм або завдання на проектування) до осідання випробовуваної поодинокій палі до його умовної стабілізації (затухання), прийнятий у будівельних нормах $\zeta = 0,2$. Тому граничний опір палі F_u знаходять, відкладаючи на графіку рис. 9.27 по осі осідань відповідне значення s (якщо при розрахунку отримують $s > 40$ мм, слід відкладати $s = 40$ мм) і по кривій “осідання-навантаження” визначають на осі F навантаження, що відповідає цьому осіданню.

Після досягнення критичного навантаження виконують розвантаження палі. При цьому навантаження, прикладене до голови палі, зменшують ступенями в 2...3 рази більшими, ніж при завантаженні палі (нижня крива на рис. 9.27). Кожне навантаження витримують до стабілізації переміщення (підняття) голови палі.

Випробування статичними навантаженнями дозволяють отримати найбільш достовірні значення граничних опорів паль. Однак цей спосіб є найбільш дорогим і трудомістким, тому застосовують його у виключно відповідальних випадках.

При забиванні або віброзанурюванні палі її осідання відповідно від разового удару молота (поодинокій дії), або після десяти ударів (одного **залогу**) дизель-молота, або роботи віброзанурювача впродовж 1 хв (так звана “**відмова**” палі) тим менше, чим більша за інших рівних умов несуча здатність палі. На залежності між відмовою та несучою здатністю палі за ґрунтом і базується **динамічний метод її випробування**. Сутність методу полягає у вимірюванні відмови, за величиною якої, користуючись спеціальними формулами, обчислюють несучу здатність палі за ґрунтом.

Відмітимо деякі особливості, що притаманні випробуванням паль динамічними навантаженнями. При занурюванні палі відбуваються зміни в будові ґрунту. У водонасичених глинистих ґрунтах навколо палі утворюється зона розрідженого ґрунту з порушеними зв'язками між частинками. Унаслідок цього опір ґрунту занурюванню палі зменшується. Після забивання палі відбувається поступове збільшення її несучої здатності. Цей процес може тривати роками, однак основне збільшення несучої здатності відбувається в початковий період часу після забивання, що складає приблизно 5 діб для супісків, 15 діб - для суглинків і 25 діб - для глин. Процес зростання несучої здатності паль у часі називають **засмоктуванням паль**. В пісках у процесі забивання палі вода витискається в сторони, а навколо палі та під нею утворюється сильно ущільнена зона напруженого ґрунту. Під час **відпочинку палі** - проміжку часу між занурюванням палі до проектної глибини та початком випробувань - напруження поступово перерозподіляються, внаслідок чого несуча здатність



палі зменшується. Цей процес, що має назву **розсмоктування паль**, припиняється, в основному, через декілька діб після забивання пальі.

У зв'язку з явищами засмоктування та розсмоктування динамічні випробування паль проводять не раніше ніж через 3...5 діб після забивання в пісках і 10...20 днів - у глинистих ґрунтах.

3 формул, запропонованих для визначення несучої здатності пальі за ґрунтом за відмовою, найбільше розповсюдження отримали залежності, виведені М.М.Герсевановим у 1917 р., які з невеликими змінами рекомендовані чинними будівельними нормами. Так, вираз для обчислення граничного опору пальі F_u , κH , (часткового значення) паль за даними їхнього занурювання при фактичних (вимірних) залишкових відмовах $s_a \geq 0,002$ м має вигляд

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta A s_a} \frac{m_1 + \varepsilon^2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right], \quad (9.14)$$

де η - коефіцієнт, який залежить від пружних властивостей матеріалу пальі та приймається за таблицями будівельних норм, $\kappa H/m^2$ (для залізобетонних паль $\eta=1500$ $\kappa H/m^2$, для дерев'яних паль - 1000 $\kappa H/m^2$); A - площа, обмежена зовнішнім контуром суцільного або порожнистого поперечного перерізу стовпа пальі, m^2 ; M - коефіцієнт, який приймають при забиванні паль молотами ударної дії $M=1$, а при віброзанурюванні паль - за таблицями будівельних норм залежно від виду ґрунту під їхніми нижніми кінцями; E_d - розрахункова енергія удару молота або розрахункова енергія віброзанурювачів, $\kappa Дж$ ($\kappa H \times m$), яку приймають за таблицями будівельних норм (для молота поодинокі дії $E_d=QH$ $\kappa Дж$, для трубчастого дизель-молота - 0,9QH $\kappa Дж$, для штангового дизель-молота - 0,4QH $\kappa Дж$); s_a - фактична залишкова відмова, що дорівнює величині занурювання пальі від одного удару молота, а при застосуванні віброзанурювачів - від їхньої роботи впродовж 1 хв, m ; m_1 - маса молота або віброзанурювача, $тон$; m_2 - маса пальі та наголовника, $тон$; m_3 - маса підбабка (при віброзанурюванні паль $m_3=0$), m ; ε^2 - коефіцієнт відновлення удару (при забиванні залізобетонних паль молотами ударної дії $\varepsilon^2=0,2$, при застосуванні віброзанурювача - $\varepsilon^2=0$).

У випадках, коли фактична (виміряна) залишкова відмова $s_a < 0,002$ м, то в проєкті виконання робіт з улаштування пального фундаменту передбачають застосування для занурювання паль молота з більшою енергією удару, за якої $s_a \geq 0,002$ м, а якщо заміна палебійного обладнання неможлива значення граничного опору пальі F_u , κH , (часткового значення) обчислюють за виразом

$$F_u = \frac{1}{2\theta} \frac{2s_a + s_{el}}{s_a + s_{el}} \left[\sqrt{1 + \frac{8E_d(s_a + s_{el})}{(2s_a + s_{el})^2} \frac{m_4}{m_2 + m_4}} \theta - 1 \right], \quad (9.15)$$

де θ - коефіцієнт, κH^I , який дорівнює

$$\theta = \frac{1}{4} \left(\frac{n_p}{A} + \frac{n_f}{A_f} \right) \frac{m_4}{m_2 + m_4} \sqrt{2g(H-h)}, \quad (9.16)$$

тут n_p , n_f - коефіцієнти переходу від динамічного (що вміщає в'язкий опір ґрунту) до статичного опору ґрунту відповідно під нижнім кінцем і по боковій поверхні пальі (приймають $n_p=0,00025$ $с \times m/\kappa H$, $n_f=0,025$ $с \times m/\kappa H$); A_f - площа бокової поверхні пальі, що торкається ґрунту, m^2 ; g - прискорення вільного падіння ($g=9,81$ m/c^2); h - висота відскоку молота після першого удару (приймають для штангових молотів $h=0,6$ м, для трубчастих молотів $h=0,4$ м).

Недоліком динамічних випробувань є обмеженість їхнього застосування в піщаних пісках, насичених водою, та в глинистих ґрунтах (м'яко- й текучопластичної консистенції через можливе їхнє розріджування під впливом ударних навантажень), а також необхідність переходу від опору палі динамічному занурюванню до опору її під дією статичного навантаження.

При випробуваннях натурних паль статичним і динамічним навантаженнями отримують часткові значення їхніх граничних опорів F_u . Для знаходження нормативного значення граничного опору паль $F_{u,n}$ результати випробувань (6 і більше) паль, проведених в однакових ґрунтових умовах, обробляють методами математичної статистики (див. 7.6). За результатами такої обробки і знаходять значення коефіцієнта надійності за ґрунтом γ_g . У випадках випробування менше 6 паль (тобто статичних випробувань паль) приймають $F_{u,n}=F_{u,min}$ і $\gamma_g=1$. За відомого $F_{u,n}$ розрахункову несучу здатність паль за ґрунтом визначають за формулою

$$F_d = \gamma_c F_{u,n} / \gamma_g, \quad (9.17)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи (для втискаючих навантажень $\gamma_c=1$); γ_g - коефіцієнт надійності за ґрунтом, який визначають на підставі результатів статистичної обробки часткових значень граничних опорів паль F_u , отриманих за даними випробувань (приймають $\gamma_g=1,1\dots1,4$).

Слід зауважити, що динамічний метод ще й застосовують для контролю глибини занурювання паль у процесі будівництва. З цією метою в проектах, крім типу устаткування для занурювання паль, вказують значення розрахункової відмови s_a , отриманого з рівняння (9.14) шляхом розв'язання його відносно s_a :

$$s_a = \frac{\eta A E_d}{\frac{\gamma_k F_d}{M} \left(\frac{\gamma_k F_d}{M} - \eta A \right)} \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (9.18)$$

де γ_k - коефіцієнт надійності за ґрунтом, який приймають: $\gamma_k=1,25$ (див. формулу (9.1)).

Розрахункова відмова, обчислена за цією формулою для заданої проектно-ї несучої здатності палі за ґрунтом F_d , служить контрольною цифрою для будівельників. У кінці занурювання палі, коли її відмови близькі до розрахункової, їх виміряють спеціальними відмововимірювачами після кожного удару молота (поодинокі дії), або після десяти ударів (одного залoga) дизель-молота, або через кожну хвилину роботи віброзанурювача.

Через простоту й невисоку вартість широке застосування отримало **статичне зондування ґрунту** - метод безперервного по глибині (до 15...20 м) дослідження. Сам зонд складається з конічного наконечника та штанги (рис. 9.28). При цьому фіксують опори ґрунту конуса наконечника та тертю по всій боковій поверхні штанги (зондувальна установка типу I) або лише в нижній частині штанги на певній ділянці вище наконечника (зондувальна установка типів II і III).

Користуючись результатами статичного зондування ґрунту, несучу здатність F_d , кН, забивної висячої та гвинтової паль, що працюють на стискаюче

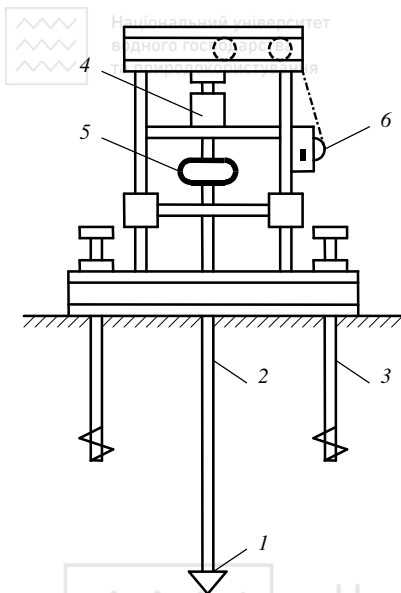


Рисунок 9.28 - Схема установки для статического зондирования грунтов:

1 - конічний наконечник; 2 - штанга; 3 - анкер; 4 - дократ; 5 - динамометр; 6 - лебідка

навантаження, визначають за формулою

$$F_d = \gamma_c \sum_{i=1}^n F_{u,i} / (n \gamma_g), \quad (9.19)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи (приймають $\gamma_c=1$); n - кількість точок зондування; $F_{u,i}$ - часткові значення граничного опору, κH , забивної палі в точці зондування; γ_g - те саме, що у формулі (9.17).

Значення F_u , κH , обчислюють із виразу

$$F_u = R_s A + fhu, \quad (9.20)$$

де R_s - граничний опір ґрунту під нижнім кінцем забивної або гвинтової палі за даними зондування в розглядуваній точці, $\kappa Па$; A - площа поперечного перерізу забивної палі або горизонтальна проекція робочої площі лопаті гвинтової палі, $м^2$; f - середнє значення граничного опору ґрунту по боковій поверхні палі за даними зондування в розглядуваній точці, $\kappa Па$; h - глибина занурення палі від поверхні ґрунту біля палі, $м$; u - периметр поперечного перерізу ствола палі, $м$, лопать

Граничний опір ґрунту під нижнім кінцем забивної або гвинтової палі R_s , $\kappa Па$, за даними зондування в розглядуваній точці визначають за формулою

$$R_s = \beta_l q_s, \quad (9.21)$$

де β_l - перехідний коефіцієнт від q_s до R_s , який приймають за табл. 9.11; q_s - середнє значення опору ґрунту, $\kappa Па$, під конічним наконечником зонда в площині вістря палі, що визначають за графіком зондування як середню величину в інтервалі, розташованому на один діаметр палі вище та чотири діаметра нижче позначки вістря палі ($q_s=P/A$, тут P - зусилля зондування, що визначають за допомогою тензометричного датчика, розміщеного в наконечнику, κH ; A - площа основи конічного наконечника, $м^2$).

Т а б л и ц я 9.11 - Значення перехідного коефіцієнта β_l

$q_s, \kappa Па$	Значення коефіцієнта β_l для паль		
	забивних	гвинтових при навантаженнях	
		стискаючих	висмикуючих
≤ 1000	0,90	0,50	0,40
2500	0,80	0,45	0,38
5000	0,65	0,32	0,27
7500	0,55	0,26	0,22
10000	0,45	0,23	0,19
15000	0,35	---	---
20000	0,30	---	---
≥ 30000	0,20	---	---

Примітка. Для гвинтових паль у пісках, насичених водою, значення β_l мають бути зменшені в 2 рази.



Середнє значення граничного опору ґрунту по боковій поверхні палі f , $\kappa\text{Па}$, за даними зондування ґрунту в розглядуваній точці визначають так:

при застосуванні зондів типу *I* за формулою

$$f = \beta_2 f_s; \quad (9.22)$$

при застосуванні зондів типів *II* або *III* за формулою

$$f = \sum_{i=1}^n \beta_i f_{si} h_i / h, \quad (9.23)$$

де β_2 і β_i - перехідні коефіцієнти відповідно від f_s до f і від f_{si} до f , які приймають за табл. 9.12; f_s - середнє значення питомого опору ґрунту по боковій поверхні зонда, $\kappa\text{Па}$, яке визначають як частку від ділення виміряного загального питомого опору ґрунту по боковій поверхні зонда на площу його бокової поверхні в межах від поверхні ґрунту в точці зондування до рівня розташування нижнього кінця палі у вибраному несучому шарі; f_i - середнє значення питомого опору ґрунту по боковій поверхні зонда, $\kappa\text{Па}$, в межах i -го шару ґрунту; h_i - товщина i -го шару ґрунту; h - глибина занурення палі від поверхні ґрунту біля неї, м .

Таблиця 9.12 - Значення перехідних коефіцієнтів β_2 і β_i

$f_s, f_{si}, \kappa\text{Па}$	Значення коефіцієнта β_2 для зонда типу <i>I</i> при ґрунтах		Значення коефіцієнта β_i для зонда типів <i>II</i> і <i>III</i> при ґрунтах	
	піски	глинисті ґрунти	піски	глинисті ґрунти
≤ 20	2,40	1,50	0,75	1,00
40	1,65	1,00	0,60	0,75
60	1,20	0,75	0,55	0,60
80	1,00	0,60	0,50	0,45
100	0,85	0,50	0,45	0,40
≥ 120	0,75	0,40	0,40	0,30

9.6. Розрахунок пальових фундаментів за першою групою граничних станів. Розміщення паль у плані та конструювання ростверка

9.6.1. Центральні навантажені фундаменти. *Центральні навантаженням* називають пальовий фундамент, у якого рівнодіюча навантажень проходить через центр ваги площі поперечного перерізу паль у площині їхніх верхніх кінців (підшви ростверка).

Кількість паль у фундаменті встановлюють, виходячи з припущення, що ростверк здійснює рівномірний розподіл напружень на пальовий куц або пальовий ряд під стіну. Розрахунок ведуть за першою групою граничних станів. Орієнтовну кількість паль у куці центрально навантаженого окремого фундаменту визначають за формулою

$$n_p = \gamma_k N_{01} / (F_d - \gamma_f a^2 d_g \gamma_m), \quad (9.24)$$

де γ_k - те саме, що у формулі 9.1; N_{01} - розрахункове навантаження, що діє по уступу фундаменту; γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням, який приймають відповідно до будівельних норм із навантажень і впливів (для бетонних і залізобетонних конструкцій, а також ґрунтів у природному заляганні $\gamma_f=1,1$, для насипних ґрунтів $\gamma_f=1,15$); a - відстань між осями паль (у попе-

редніх розрахунках приймають мінімальну відстань $a=3b_p$, де b_p - розмір поперечного перерізу або діаметр палі); d_g - глибина закладання підшви ростверка; γ_m - усереднена об'ємна вага матеріалу фундаменту, ростверка та ґрунту на його виступах (приймають $\gamma_m \approx 20 \text{ кН/м}^3$).

Отриману кількість n_p заокруглюють до цілого числа паль $n_{p,f}$, зручного для їхнього розміщення в плані та занурювання в ґрунт. В разі необхідності змінюють кількість паль, приймаючи їх інших розмірів. У цьому випадку відповідно зменшується або збільшується несуча здатність паль.

Знаючи кількість паль $n_{p,f}$, їх розміщують у плані, конструюють ростверк. У центральній навантаженому окремому пальовому фундаменті палі розміщують рівномірно (з однаковим інтервалом) рядами (рис. 9.29,з) або у шаховому порядку (рис. 9.29,д,ж).

Мінімальні та максимальні відстані між палями встановлені на підставі досвіду технологічних можливостей зведення пальових фундаментів і тривалої практики дослідження сумісної роботи розміщених у їхньому складі паль. Оптимальність цих відстаней зумовлена одночасно повним використанням несучої здатності паль і раціональною жорсткістю, а отже, й компактністю розмірів ростверка (див. 9.5.2). Так, мінімальну відстань між осями забивних висячих паль без розширів у площині їхніх нижніх кінців приймають не менше $3b_p$ (b_p - сторона поперечного перерізу або діаметр палі) і не менше $0,7 \text{ м}$, а палі-стояків - не менше $1,5b_p$. Для паль, занурених вібруванням, цю відстань приймають не менше $4b_p$. Відстань у світлі між стволами бурових, набивних паль і палі-оболонки, а також свердловинами палі-стовпів приймають не менше 1 м . Максимальну відстань між осями паль обмежують величиною $8b_p$ (з умови повного використання несучої здатності суміжних паль, див. 9.5.2).

Віддаль від осі крайнього ряду паль до краю ростверка залежить від точності занурення паль у ґрунт, від способу їхнього виготовлення та ін. Частіше за все цей розмір приймають рівним b_p . Відстань у світлі від краю палі до краю ростверка має бути не менше 5 см .

Після розміщення паль і конструювання ростверка знаходять фактичну вагу паль $Q_{p\,1,f}$, ростверка $Q_{g\,1,f}$ і ґрунту $Q_{s\,1,f}$ на його виступах, визначають фактичне вертикальне розрахункове навантаження на кожен палю $N_{1,f}$:

$$N_{1,f} = (N_{0\,1} + Q_{p\,1,f} + Q_{g\,1,f} + Q_{s\,1,f}) / n_{p,f}. \quad (9.25)$$

При цьому повинна задовольнятися умова

$$N_{1,f} \leq F_d / \gamma_k. \quad (9.26)$$

Якщо умова не виконується, то здійснюють корегування параметрів пальового фундаменту (змінюють кількість паль, або відстань між ними, або конструкцію паль, а отже, і їхній опір) і повторюють перевірку (9.26). Недовантаження паль, як правило, не повинно перевищувати 5%.

Розрахунок стрічкових пальових фундаментів зводиться до визначення відстані між палями a , яку обчислюють за формулою

$$a = k_p F_d / (\gamma_k N_{1,f}), \quad (9.27)$$

У центрально навантаженому стрічковому пальовому фундаменті пальі розміщують рівномірно у один, два або три ряди (рис. 9.29, а, б) чи у шаховому порядку (рис. 9.29, в). При розміщенні паль у фундаменті під стіну їх обов'язково слід розміщати у кутах будівлі та бажано - в кутах перетину стін.

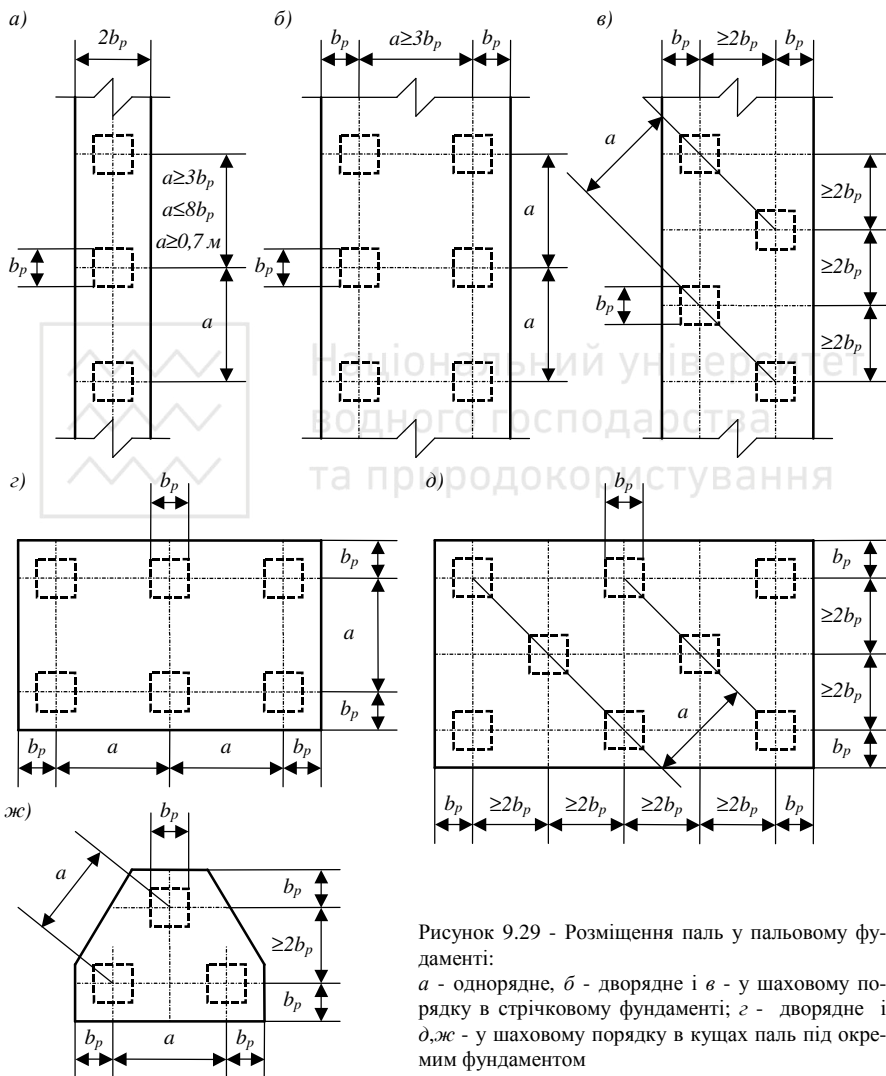


Рисунок 9.29 - Розміщення паль у пальовому фундаменті:

a - однорядне, $б$ - дворядне і $в$ - у шаховому порядку в стрічковому фундаменті; $г$ - дворядне і $д, ж$ - у шаховому порядку в кутах паль під окремим фундаментом



9.6.2. Позацентрово навантажені фундаменти. *Позацентрово навантаженням* називають пальовий фундамент, у якого рівнодіюча навантажень не проходить через центр ваги площі поперечного перерізу паль у площині їхніх верхніх кінців (підшви ростверка).

Послідовність розрахунку позацентрово навантажених пальових фундаментів і розміщення паль у плані цілком такі самі, як і центрально навантажених. Відмінність полягає в тому, що через наявність моменту зовнішніх сил попередню кількість паль, обчислену за формулою (9.24) як для центрально навантаженого фундаменту, приймають збільшеною приблизно на 20%.

Кількість паль у позацентрово навантаженому окремому фундаменті приймають не менше двох і не менше трьох при дії моменту відповідно в одному та двох напрямках (рис. 9.29, *з, д, ж*). Кількість рядів паль у фундаментах під стіни будівель і споруд зазвичай приймають не менше двох (рис. 9.29, *б, в*). Розташування паль під стінами в один ряд (рис. 9.29, *а*) можливе за наявності несучих поздовжніх або поперечних стін, що забезпечує необхідну жорсткість.

Після розміщення паль і отримання розмірів ростверка визначають фактичне розрахункове навантаження на будь-яку палю за такими формулами:

при дії моменту в одному напрямку

$$N_{\min \text{ I, f}}^{\max \text{ I, f}} = \frac{N_{0 \text{ I}} + Q_{p \text{ I, f}} + Q_{g \text{ I, f}} + Q_{s \text{ I, f}}}{n_{p, f}} \pm \frac{M_{x \text{ I}} y}{\sum_{i=1}^n y_i^2}; \quad (9.28)$$

при дії моменту одночасно у двох напрямках

$$N_{\min \text{ I, f}}^{\max \text{ I, f}} = \frac{N_{0 \text{ I}} + Q_{p \text{ I, f}} + Q_{g \text{ I, f}} + Q_{s \text{ I, f}}}{n_{p, f}} \pm \frac{M_{x \text{ I}} y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{M_{y \text{ I}} x}{\sum_{i=1}^n x_i^2}, \quad (9.29)$$

де $M_{x \text{ I}}$ і $M_{y \text{ I}}$ - моменти усіх зовнішніх розрахункових сил відносно головних осей інерції відповідно x і y у плану паль у площі підшви ростверка; x і y - відстані від головних осей до осі розглядуваної палі, для якої обчислюють фактичне розрахункове навантаження; x_i і y_i - відстані від головних осей до осі кожної палі.

В обох випадках має виконуватись умова (9.26).

При врахуванні вітрових і кранових навантажень будівельні норми допускають приймати фактичне максимальне розрахункове навантаження $N_{\max \text{ I, f}}$ на крайні ряди паль на 20% більше, ніж за умови (9.26). У такому разі для позацентрово навантаженого фундаменту потрібно, щоб задовольнялась умова

$$N_{\max \text{ I, f}} \leq 1,2 F_d / \gamma_k. \quad (9.30)$$

З метою запобігання висмикуванню паль із ґрунтового масиву необхідно, щоб для фактичного мінімального розрахункового навантаження $N_{\min \text{ I, f}}$ на крайні ряди паль позацентрово навантаженого фундаменту виконувалась умова

$$N_{\min \text{ I, f}} \geq 0. \quad (9.31)$$



9.6.3. Фундаменти, що зазнають сумісної дії вертикального та горизонтального навантажень і моменту. Крім дії зовнішньої вертикальної сили фундамент може піддаватись горизонтальному навантаженню (дії вітру та гальмівних сил на надфундаментні конструкції, тиску ґрунту на підпірні стіни та набережні, розпорам рамних і арочних конструкцій тощо). Унаслідок кожна палля зазнає одночасної дії вертикальних і горизонтальних (поперечних) сил.

Докладні відомості про розрахунок пальових фундаментів при такій схемі навантажень можна отримати з будівельних норм, а тут лише обмежимося основними положеннями.

Згаданий розрахунок зводиться до визначення вертикальних і горизонтальних складових зовнішніх навантажень на кожну палю та порівняння їх із допустимими величинами. Спочатку по вертикальному навантаженню визначають кількість паль, потім призначають їхнє розташування та нахил, виконують перевірку несучої здатності. Розрахунок ведуть методом послідовних наближень, тобто при незадовільних результатах змінюють параметри пальового фундаменту та повторюють розрахунки до найбільш повного використання опору паль.

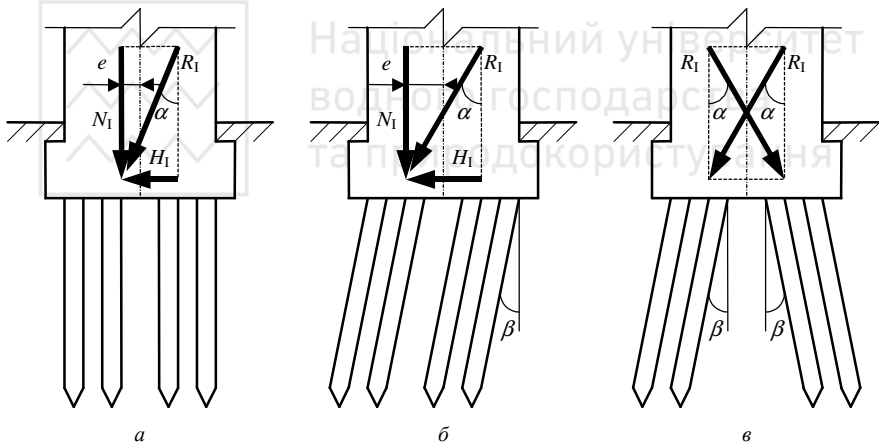


Рисунок 9.30 - Схеми до розрахунку пальових фундаментів на сумісну дію вертикальних і горизонтальних навантажень:

а - вертикальні палі; *б* - похилі в одну сторону палі; *в* - козлові палі

Розташування паль зображено на рис. 9.30. При невеликих горизонтальних навантаженнях (коли кут відхилення рівнодіючої зовнішніх сил від вертикалі $\alpha \leq 6^\circ$) палі можуть розташовуватись вертикально та працювати за рахунок їхнього защемлення в ґрунті за виключенням випадків, коли верхня частина палі оточена слабкими ґрунтами. Якщо горизонтальне навантаження постійне за знаком, палі розташовують із нахилом в одну сторону. При дії знакозмінних горизонтальних навантажень влаштовують козлові палі. Залежно від величин зовнішніх навантажень нахил паль у фундаменті може бути



комбінованим, наприклад, вертикальні палі разом із козловими.

Вертикальну складову розрахункових зовнішніх навантажень на кожную палю обчислюють за формулою (9.28), горизонтальну вважають розподіленою по палях рівномірно, тобто горизонтальне навантаження ділять на кількість паль. Отримані значення для будь-якої палі не повинні перевищувати допустимих розрахункових опорів палі за матеріалом або за ґрунтом, тобто мають виконуватись умова (9.26) та їй аналогічна для поперечної сили

$$H_I \leq F_d / \gamma_k, \quad (9.32)$$

де H_I - розрахункове значення поперечної сили, що передається на палю; F_d - несуча здатність палі на горизонтальне навантаження; γ_k - коефіцієнт надійності, що приймають рівним $\gamma_k=1,4$.

Іноді на пальовий фундамент, крім горизонтальної сили, діє згинальний момент, від чого голови паль зазнають горизонтальних переміщень. Дію моменту враховують викладеним у будівельних нормах відповідним розрахунком паль за деформаціями (див. 9.7.2).

9.6.4. Залізобетонні ростверки. Залізобетонні ростверки пальових фундаментів розраховують за міцністю матеріалу (на продавлювання колоною та кутовою палею по похилих перерізах і на згин при значному розвитку ростверка в плані) як звичайні балочні або плитні конструкції на опорах (розрізні або нерозрізні) у місцях замурування голів паль відповідно до будівельних норм із проектування бетонних і залізобетонних конструкцій.

9.7. Розрахунок пальових фундаментів за другою групою граничних станів

9.7.1. Осідання пального фундаменту. Розрахунок основ пальових фундаментів за другою групою граничних станів (за деформаціями) обов'язковий, за виключенням фундаментів із палями-стояками, висячих поодиноких паль, що сприймають поза куцями висмикуючі навантаження, а також пальових куців, що працюють на дію висмикуючих навантажень. Особливо важливий цей розрахунок при сильностисливих ґрунтах і великих розбіжностях у навантаженнях на різні фундаменти в межах однієї будівлі або споруди.

Пальові фундаменти з висячих паль та їхні основи, розраховані за другою групою граничних станів, повинні задовольняти обов'язковій умові (9.2). Відповідно до будівельних норм розрахунок ведуть як для умовного масивного фундаменту на природній основі методами, викладеними раніше (див. 5.2.2, 5.2.3, 5.2.4). Розміри умовного пальово-ґрунтового фундаменту (рис. 9.31) обмежують:

знизу - горизонтальною площиною AB , що проходить через нижні кінці паль і служить підшоною умовного фундаменту;

з боків - вертикальними площинами AC і BD , розташованими на віддалі $c = h \tan(\phi_{l,m}/4)$ від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль (із передумови передачі сил тертя під кутом $\phi_{l,m}/4$ від бокової поверхні крайніх паль,

див. 9.5.2), але не більше $2b_p$ у випадках, коли під нижніми кінцями паль залягають глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,6$ (b_p - сторона поперечно-го перерізу або діаметр палі). Прямі під цим кутом нахилу проводять від вер-ху крайньої палі або від поверхні першого, більш міцного шару ґрунту, сили тертя якого враховують у розрахунку. За наявності похилих паль площини AC і BD спрямовують через їхні нижні кінці;

зверху - поверхнею планування ґрунту CD ,

тут $\varphi_{\Pi, m}$ - усереднене розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту, що визначають за формулою

$$\varphi_{\Pi, m} = \sum_{i=0}^h \varphi_{\Pi, i} h_i / \sum_{i=0}^h h_i, \quad (9.33)$$

де $\varphi_{\Pi, i}$ - розрахункові значення кутів внутрішнього тертя для окремих шарів ґрунту товщиною h_i у межах заглиблення паль; h - глибина занурення паль у ґрунт, рахуючи від підшви ростверка, $h=h_1+h_2+\dots+h_n$.

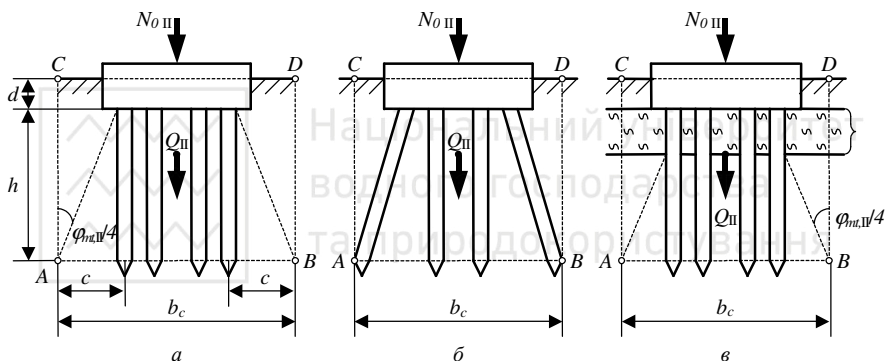


Рисунок 9.31 - Схема до визначення меж умовного фундаменту при розрахунку осідань пальових фундаментів:

a - при вертикальних палях; *б* - при похилих палях; *в* - при верхньому дуже слабкому шарі

Вважають, що по підшві умовного фундаменту діє вертикальна сила (рівнодіюча вертикальних розрахункових навантажень) $N_{\Pi} = N_0 + Q_{\Pi}$, де N_0 - зовнішнє розрахункове навантаження по уступу фундаменту; Q_{Π} - розрахункове навантаження від власної ваги умовного фундаменту, що складається з ваги паль $Q_{p \Pi}$ і ростверка $Q_{g \Pi}$, а також ваги ґрунту $Q_{s \Pi}$ в об'ємі $(b_c l_c)(h+d)$, тобто $Q_{\Pi} = Q_{p \Pi} + Q_{g \Pi} + Q_{s \Pi}$.

При визначенні Q_{Π} для паль, занурюваних із вийманням ґрунту з внутрішньої порожнини або в лідерні свердловини, їхній об'єм віднімають від об'єму міжпальового простору.

Від дії сили N_{Π} за формулою (8.5) визначають середній розрахунковий тиск $p_{m \Pi}$ по підшві умовного фундаменту, приймаючи його рівномірно розподіленим у межах усієї площі підшви, що проходить через вістря паль. Значення $p_{m \Pi}$ не повинно перевищувати розрахункового опору ґрунту основи R ,

знайденого за формулою (8.4), тобто має виконуватись умова (8.3).

Якщо на деякій глибині нижче підоснови умовного фундаменту залягає шар більш слабого ґрунту, чим безпосередньо під підосвою, то додатково перевіряють його міцність подібно до того, як це робили для фундаментів мілкого закладання (див. 8.3.4).

Подальша послідовність розрахунку така сама, як для фундаментів мілко-го закладання. Так, при розрахунку методом пошарового підсумовування (див. 5.2.2 і рис. 5.3) спочатку за формулою (5.10) знаходять додатковий тиск p_0 , під дією якого ущільнюються ґрунти основи. Потім за формулою (4.27) визначають величини розподілених по глибині під центром площі підосви умовного фундаменту додаткових вертикальних нормальних стискаючих напружень σ_{zp} від додаткового тиску p_0 і будують епюру ущільнюючих тисків. Далі з умови (5.11) визначають глибину стисливої товщі (активної зони), яку ділять на елементарні шари та за виразом (5.12) обчислюють їхні осідання, а за формулою (5.13) знаходять величину скінченного осідання умовного фун-даменту.

Слід зазначити, що для розрахунку осідань основ пальових фундаментів можуть бути застосовані й будь-які інші методи, викладені у будівельних но-рмах (див. 5.2.3 і 5.2.4).

Залежно від обставин може стати необхідним визначення відносного осі-дання, крену, прогину тощо.

В усіх розрахунках мають бути задовільнені вимоги (8.50) і (8.52). Якщо умови не виконуються, то корегують прийняту конструкцію пальового фун-даменту - збільшують довжину паль, їхній поперечний переріз, кількість паль у ростверку тощо.

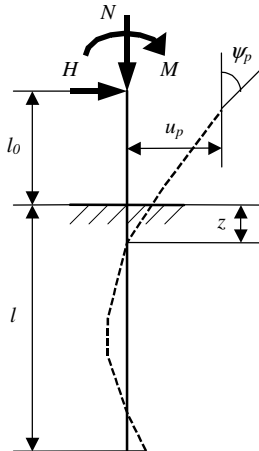


Рисунок 9.32 - Схема до розрахунку паль на сумісну дію вертикальних та горизонтальних навантажень і моментів

При сильностисливих ґрунтах урахо-вують вплив сусідніх фундаментів і наван-тажених площин за методикою, викладе-ною у 5.2.3.

9.7.2. Горизонтальні переміщення голів паль і кути їхнього повороту. Роз-рахунок очікуваних горизонтальних пере-міщень голів паль u_p і кутів їхнього пово-роту ψ_p на сумісну дію вертикальних та горизонтальних навантажень і моментів (рис. 9.32) зводиться до перевірки дотри-мування умов

$$u_p \leq u_s \quad \text{і} \quad \psi_p \leq \psi_s, \quad (9.34)$$

де u_s і ψ_s - гранично допустимі значення відповідно горизонтального переміщення голови палі, m , і кута її повороту, rad , встановлювані завданням на проєк-тування будівлі або споруди.



Розрахунок виконують з урахуванням деформівності ствола палі та оточуючого її ґрунту. Ґрунт розглядають як пружне лінійно деформівне середовище, що характеризується коефіцієнтом постелі c_s , kPa , який визначають дослідним шляхом або за рекомендаціями будівельних норм.

Для розрахунку горизонтальних переміщень і кутів повороту палі використовують розв'язання Й.В.Урбана, отримане для гнучкої шпунтової стінки. Воно реалізоване й викладене у будівельних нормах у зручній для користування формі.

10. ФУНДАМЕНТИ ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

Фундаменти глибокого закладання застосовують для передачі значних вертикальних і горизонтальних навантажень на глибоко розташовані (5...8 м і більше) міцні шари ґрунту з достатньою несучою здатністю, коли використання інших видів фундаментів у відритих котлованах економічно неефективне (фундаменти та підвальні поверхи висотних будівель і споруд; підземні гаражі; насосні станції водозаборів і станції перекачування; глибока каналізація; відстійники очисних споруд; сховища й інші підземні приміщення різного призначення), неможливе (наявність у товщі ґрунтів скельних прошарків, крупних валунів, прихованих дерев, залишків будівель та інших перешкод) або технічно нездійснене (необхідність заглиблення фундаментів на місцевості, вкритій водою; віддаленість об'єктів від будівельних баз і складність, у зв'язку з цим, доставки матеріалів і обладнання тощо).

Розрізняють такі види фундаментів глибокого закладання: опускні колодязі; кесони; фундаменти, що зводять методом “стіна в ґрунті”.

10.1. Конструкції та область застосування опускних колодязів і кесонів

Опускний колодязь являє собою відкриту зверху й знизу порожнисту конструкцію (рис. 10.1) довільного в плані окреслення, стіни якої в нижній частині мають загострення (консолі), підсилені металом (ножі). У більшості випадків колодязі виконують у вигляді циліндричних тонкостінних залізобетонних оболонок або масивними із залізобетону, бетону, каменю. Розміри колодязів у плані можуть бути до 60 м, а в ґрунт вони можуть бути опущені на глибину 70 м і більше. Занурюють їх під дією власної ваги або додаткового привантаження (камінням, бетонними блоками, ґрунтом тощо) у міру розроблення й видалення ґрунту, розташованого в порожнині колодязя й нижче його ножа.

Колодязь споруджують відразу на повну висоту або поступово нарощують зверху в міру занурювання в ґрунт (рис. 10.1,а).

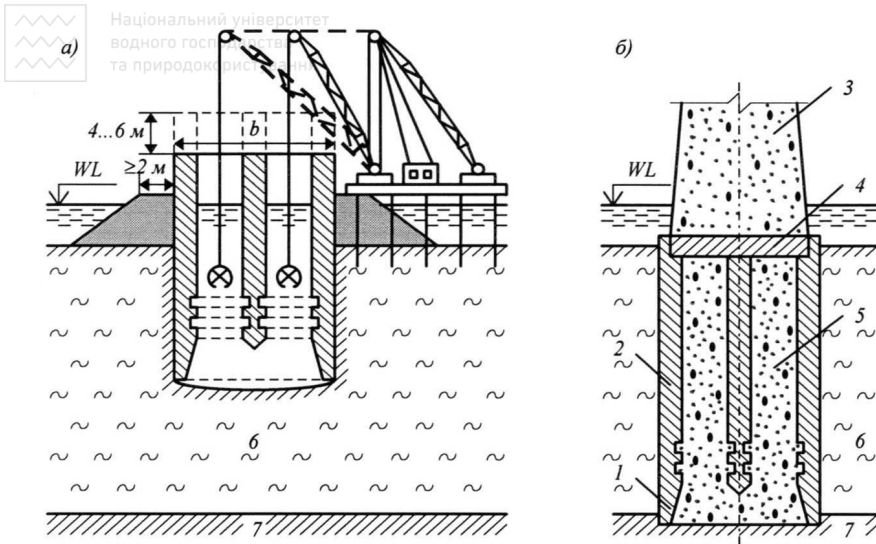


Рисунок 10.1 - Опускний колодезь:

a - занурення колодезя; *б* - фундамент у вигляді опускного колодезя; 1 - консоль; 2 - стінки колодезя; 3 - надфундаментна частина споруди; 4 - залізобетонна плита; 5 - бетон заповнення порожнини; 6 - слабкий ґрунт; 7 - міцний ґрунт

Залежно від особливостей нашарувань і властивостей ґрунтів, інтенсивності фільтрації води в колодезь, розмірів, форми й глибини його занурення, а також з урахуванням економічної доцільності, опускні колодезі можуть бути заглиблені будь-яким із таких способів:

без відведення води з їхньої порожнини (при відсутності ґрунтових вод або при підводному розробленні ґрунту);

з відкритим відведенням води;

з водопониженням;

з улаштуванням протифільтраційної завіси;

комбінацією наведених вище способів.

Підводне розроблення ґрунту застосовують за наявності нестійких ґрунтів, коли можливі напливи ґрунту з-під ножа в порожнину колодезя, а також при великому припливі ґрунтових вод. Розроблення ґрунту здійснюють грейферами, гідроелеваторами, ерліфтами, іншими засобами гідромеханізації.

На місцевості, вкритій водою глибиною більше 2 м, колодезь бетонують і опускають, як правило, із попередньо влаштованого штучного островка, відсіпаного з пісків або гравійно-піщаних ґрунтів (рис. 10.2). У випадках, коли з якихось причин зробити острівок неможливо або економічно недоцільно, першу секцію колодезя виготовляють на стаціонарному риштуванні над місцем занурювання в ґрунт (рис. 10.3,*a*) або на суходолі з подальшим транспортуванням на місце монтажу та опусканням за допомогою плавучого риштування (рис. 10.3,*б*).

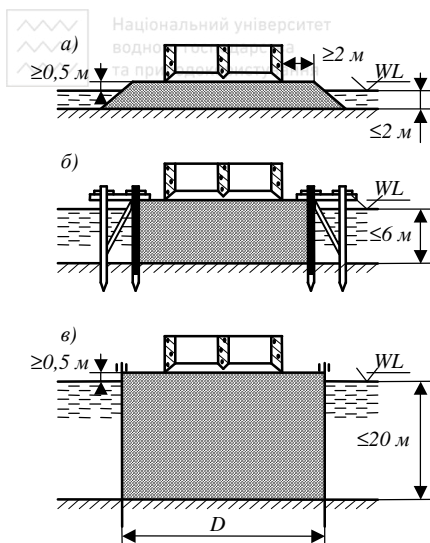


Рисунок 10.2 - Схеми штучних островків для виготовлення та опускання колодязів: а - острів із природними укосами; б - острів у дерев'яному шпунтовому огороженні; в - острів у циліндричному огороженні зі сталевго шпунта

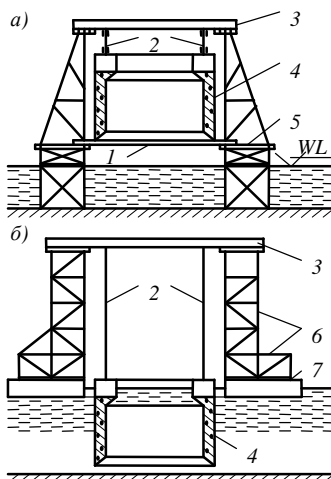


Рисунок 10.3 - Схеми опускання колодязів: а - зі стаціонарного риштування; б - із плавучого риштування; 1 - збірно-розбірне риштування для виготовлення нижньої секції колодязя; 2 - полііспати; 3 - несуча балка; 4 - нижня секція колодязя; 5 - пальово-рамне риштування; 6 - надбудова з інвентарних конструкцій; 7 - понтони

Опускання колодязів із відкритим відведенням води здійснюють у стійких ґрунтах, що усувають можливість напливів ґрунту в порожнину колодязя. Відкрите водовідведення здійснюють шляхом відкачування води насосами з водозбірних траншей і напрямків (зумпфів) усередині колодязя. Для розроблення ґрунту застосовують бульдозери та екскаватори, а видаляють ґрунт на поверхню гусеничними або баштовими кранами в цебрах або кранами, обладнаними грейфером.

Глибинне водопониження виконують, коли приплив ґрунтових вод ускладнює виконання робіт із відкритим відведенням води. Зниження рівня ґрунтових вод здійснюють за допомогою голкофільтрового устаткування або свердловин із глибинними насосами, розміщеними по периметру із зовнішнього боку опускного колодязя.

Вибір механізмів для розроблення ґрунту здійснюють з урахуванням розмірів механізмів і колодязя. Заглиблювання в ґрунт полегшених тонкостінних колодязів-оболонки може бути примусовим із використанням віброзанурювачів. Розроблення ґрунту в колодязях із внутрішнім діаметром до 3 м, як правило, виконують вручну.

Після досягнення опускним колодязем проектної глибини закладання фундаменту порожнину повністю (рис. 10.1,б) або частково заповнюють бе-

тонною сумішшю. У другому випадку влаштовують лише нижню бетонну подушку або залізобетонну плиту днища й верхню розподільчу залізобетонну плиту перекриття, на якій згодом ведуть мурування надфундаментної частини будівлі або споруди)

Перевагою фундаментів з опускних колодязів є можливість їхнього занурювання без використання складного технологічного обладнання, у більшості випадків відсутність вібрації при влаштуванні, а також можливість використання місцевих матеріалів. Їхні недоліки - великий об'єм мурування й значні труднощі, що можуть виникнути при натрапленні колодязів при занурюванні у водонасичених ґрунтах на перешкоди у вигляді скельних прошарків, крупних валунів і т. п. Усунення таких перешкод можливе лише після відкачування води з колодязів, що у водонасичених ґрунтах не завжди технічно вдається зробити. Труднощі, пов'язані з необхідністю осушення колодязя, можуть виникнути й при посадці його на скельний ґрунт, поверхня якого потребує планування.

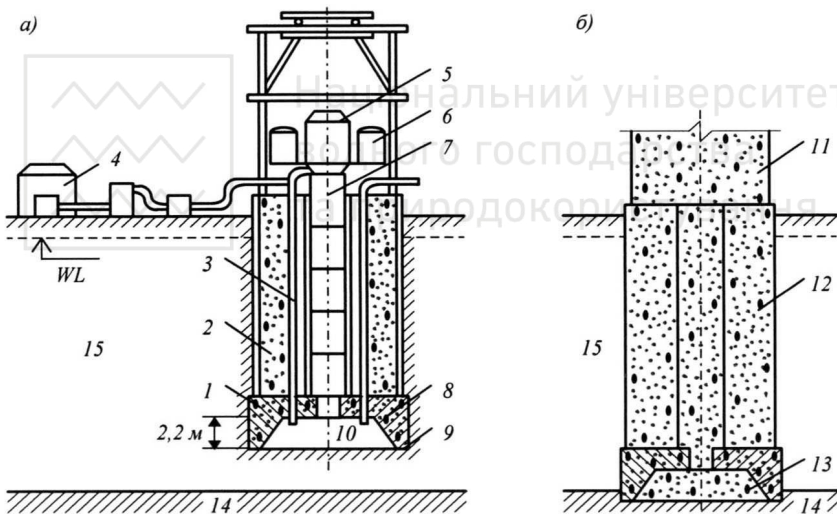


Рисунок 10.4 - Кесон:

а - занурення кесона; б - кесонний фундамент; 1 - консоль; 2 - надкесонна кладка; 3 - труба для стиснутого повітря; 4 - компресорна станція; 5 - центральна шлюзова камера; 6 - прикамерки; 7 - шахтні труби; 8 - стеля кесона; 9 - ніж; 10 - робоча камера кесона; 11 - кладка надфундаментної частини; 12 - бетон заповнення шахти; 13 - бетон заповнення робочої камери; 14 - міцний ґрунт; 15 - слабкий ґрунт

Указані труднощі можна подолати, якщо споруджувати фундамент із застосуванням кесона (рис. 10.4). **Кесон** являє собою відкриту знизу залізобетонну або сталеву конструкцію, що складається зі стелі й бокових стін (рис. 10.4,а). Товщина стін кесона зменшується донизу, та закінчуються вони консолю зі сталевим ножом. Порожнину в нижній частині кесона називають



робочою камерою. В ній розробляють ґрунт, у міру чого кесон опускається під дією власної ваги, а також ваги надкесонної кладки, зведеної над стелею в процесі занурювання кесона в ґрунт. Подавання в робочу камеру стиснутого повітря забезпечує відтискання з неї води, що дозволяє вести розроблення ґрунту в сухих умовах.

Стиснуте повітря виробляють компресорною станцією та подають по трубах як у робочу камеру кесона, так і в шлюзовий апарат. Шлюзовий апарат складається з центральної шлюзової камери й двох прикамерків - один для робочих, другий для матеріалів. Шлюзовий апарат установлюють на дві шахтні труби, які збирають з окремих металевих секцій і застосовують для підняття та опускання робочих, а також вертикального транспортування матеріалів і ґрунту.

Опускання робочих у камеру кесона здійснюють у такій послідовності. З пасажирського прикамерку випускають стиснуте повітря, що дозволяє відчинити усередину зовнішні двері прикамерку, куди заходять робочі. Двері зачиняють і в прикамерок із центральної шлюзової камери нагнічують стиснуте повітря. Коли тиск повітря в прикамерку дорівнюватиме тиску повітря в центральній шлюзовій камері, відчиняють між ними двері, і робочі переходять до цієї камери, а потім драбиною, встановленою в шахтній трубі, або ліфтом спускаються в камеру кесона. Підняття робочих у спеціальну шлюзову камеру й вихід назовні здійснюють у зворотному порядку.

Зміна тиску від нормального до підвищеного (процес **шлюзування**) і від підвищеного до нормального (процес **вишлюзування**) у пасажирському прикамерку виконують так, щоб робочі могли поступово пристосуватись до нових умов. Час, необхідний для шлюзування та вишлюзування, тим більший, чим вище тиск повітря в кесоні.

Для можливості відтискання води з робочої камери кесона надлишковий (понад нормального) тиск повітря в ній повинен трохи перевищувати гідростатичний тиск на рівні низу ножа кесона.

Відповідно до санітарних норм найбільший надлишковий тиск, за якого дозволяється працювати людям у кесоні, дорівнює 400 кПа . Це визначає максимальну глибину занурення кесона від рівня води у 40 м .

Після досягнення проектної глибини закладання фундаменту камеру кесона заповнюють бетонною сумішшю (рис. 10.4,б). Потім демонтують шлюзовий апарат і шахтні труби; вертикальну шахту також заповнюють бетонною сумішшю. В результаті отримують фундамент глибокого закладання, на якому зводять кладку надфундаментної частини будівлі або споруди.

Перевага кесонів порівняно з іншими видами фундаментів полягає в тому, що вони дозволяють зводити фундаменти глибокого закладання в будь-яких геологічних і гідрогеологічних умовах. Поряд із цим, кесони мають і суттєві недоліки, до яких у першу чергу слід віднести шкідливий вплив стиснутого повітря на організм людини (можливе виникнення небезпечної так

званої “кесонної хвороби”), великий об’єм бетонної кладки в масивній конструкції фундаменту, неіндустріальність конструкції та високу вартість кесонних робіт. Якщо під надлишковим тиском до 175 кПа дозволяється знаходитись не більше 7 год на добу, то під тиском у $350...400 \text{ кПа}$ максимальний час перебування складає лише 2 год, з яких 1 год витрачається на процеси шлюзування та вишлюзування й лише 1 год використовується на корисну роботу. У зв’язку з цим вартість кесонних робіт різко зростає зі збільшенням глибини занурення кесона в ґрунт.

10.2. Проектування фундаментів з опускних колодязів

10.2.1. Конструктивні рішення. Окреслення й габаритні розміри опускового колодязя в плані визначають формою й розмірами поперечного перерізу надфундаментної частини будівлі або споруди на рівні уступу фундаменту, а також несучою здатністю ґрунту, на який передбачають опертися колодязь.

Для кращого занурювання опускового колодязя в ґрунт йому надають симетричної форми в плані: прямокутної (рис. 10.5,а,б); прямокутної із заокругленнями в кутах (рис. 10.5,в,г); овальної (рис. 10.5,д); круглої (рис. 10.5,ж).

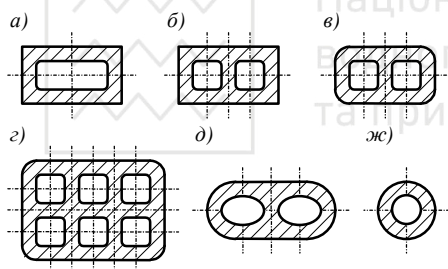


Рисунок 10.5 - Форми опускних колодязів у плані:

а - прямокутна; б - прямокутна з внутрішньою стіною; в, г - прямокутна із заокругленнями в кутах; д - овальна; ж - кругла

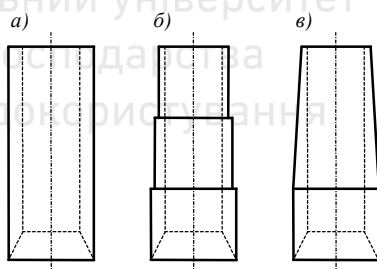


Рисунок 10.6 - Вертикальні форми опускних колодязів:

а - циліндрична; б - конічна; в - ступінчаста

Від горизонтального тиску ґрунту в зовнішніх стінах колодязя можуть виникати значні внутрішні зусилля (поздовжні та поперечні зусилля, згинальні моменти). Зменшення цих зусиль досягають улаштуванням внутрішніх стін (рис. 10.5,б,в,г,д). Відстань у світлі між стінами (розміри шахт) повинні бути достатніми для нормальної роботи землерийних механізмів. Так, при грейферному розробленні ґрунту розміри шахт мають мінімум на 0,5 м перевищувати розмір грейфера в розкритому стані. Розміри шахт у плані, як правило, приймають від 2 до 5 м.

При занурюванні колодязів на глибину 8...10 м їхні зовнішні поверхні роблять вертикальними (рис. 10.6,а). У випадках занурювання колодязів на

більшу глибину доводиться долати значні сили тертя, що виникають між зовнішніми поверхнями колодязів і ґрунтом. Для забезпечення занурювання колодязів у цих випадках їхні зовнішні поверхні виконують з одним або декількома виступами (рис. 10.6,б) шириною не менше 10 см, з яких перший розташовують на висоті 2...4 м від низу колодязя. Інколи замість виступів зовнішнім поверхням надають нахилу, зберігаючи вертикальність цих поверхонь лише в межах нижньої частини колодязів висотою 3...4 м (рис. 10.6,в).

При влаштуванні виступів або збільшенні нахилів зовнішньої поверхні колодязя полегшується його занурювання в ґрунт, але в той же самий час колодязь у процесі занурювання стає менш стійким, легше крениться й зміщується в сторони, що ускладнює забезпечення його проектного положення. У зв'язку з цим розвиток виступів і нахили зовнішніх поверхонь колодязів обмежують прямими лініями, що мають нахил не більше 20:1.

Товщину зовнішніх стін бетонних і залізобетонних колодязів приймають рівною відповідно 0,4...3,5 і 0,2...2,5 м, а внутрішніх - 0,5...2 м. Прийнята товщина стін повинна забезпечити вагу колодязя, достатню для подолання перешкоджаючих занурюванню сил тертя ґрунту об зовнішні стіни.

Різкого зниження сил тертя ґрунту можна досягти підмивом ґрунту по периметру ножа, подаванням води та повітря в щілину між стінкою колодязя й ґрунтом, а також застосуванням так званої "*тиксотропної сорочки*". В останньому випадку колодязь виготовляють з одним виступом, розташованим у його нижній частині, і вертикальною зовнішньою поверхнею незалежно від розмірів і глибини занурення колодязя в ґрунт. Тиксотропну сорочку утворюють із глинистого розчину товщиною 5...10 см, який в процесі занурювання колодязя нагнічують через спеціальну трубу в простір між зовнішньою поверхнею колодязя й ґрунтом. Застосування тиксотропних сорочок дозволяє знизити товщину стін колодязів до 0,4...0,6 м.

Стіни колодязів армують горизонтальною та вертикальною арматурою. Площу перерізу арматури визначають, як правило, розрахунком на зусилля, що виникають у процесі занурювання колодязів.

Нижні частини зовнішніх стін (консолі) колодязів улаштовують змінного перерізу по висоті. Консолі, як правило, закінчуються сталевими ножами з горизонтальною площадкою (банкеткою) шириною 0,1...0,3 м (рис. 10.7,а) або загостреними (рис. 10.7,в).

З метою усунення можливості обпирання внутрішніх стін колодязя на ґрунт, їхній низ розташовують вище низу зовнішніх стін на 0,5 м (рис. 10.7,б). При необхідності сполучення між шахтами у внутрішніх стінах передбачають отвори або низ цих стін розташовують не менше ніж на 2 м вище ножа колодязя.

Вище ножа консолі (на відстані не менше ніж 2,2 м від низу колодязя) у зовнішніх і внутрішніх стінах колодязів улаштовують штраби глибиною 25...30 см і висотою 80...100 см, які забезпечують надійний зв'язок між стінами й бетоном заповнення, а також можливість при необхідності виконання

герметичного покриття (стелі) для перетворення опускного колодезя в кесон.

Опускний колодезь обпирають на товщу ґрунту з достатньою несучою здатністю. Для забезпечення обпирання колодезя по всій підшві його заводять у цю товщу на 1...2 м. Відповідно до цього призначають відмітку підшови фундаменту.

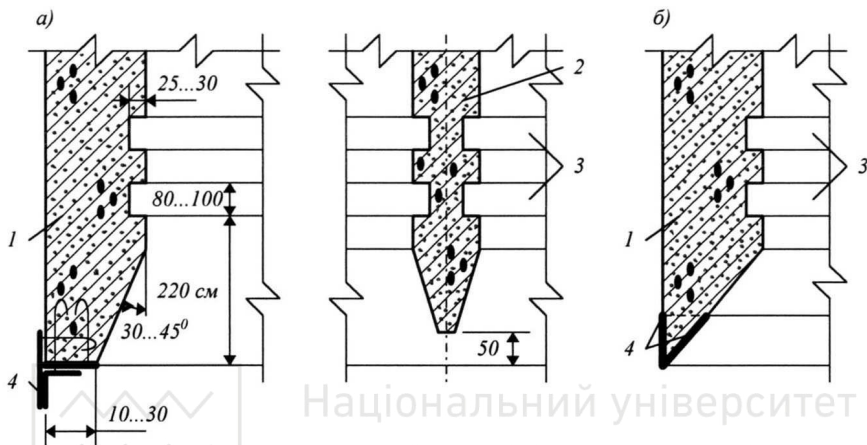


Рисунок 10.7 - Нижня частина опускного колодезя:

а - із банкеткою; *б* - із загостреним ножем; 1 - зовнішня стіна; 2 - внутрішня стіна; 3 - штраби; 4 - обшивання металом

Після призначення відміток уступу та підшови фундаменту встановлюють форму й розміри опускного колодезя в плані на рівні уступу. При цьому, як правило, виходять із форми й розмірів будівлі або споруди, що обпираються на фундамент, і мінімальних величин виступів. З урахуванням зазначених зауважень установлюють окреслення зовнішньої поверхні колодезя (роблять її циліндричною, конічною або ступінчастою), після чого визначають форму та розміри підшови фундаменту відповідно до вимог, викладених у 10.2.2.

10.2.2. Основні положення розрахунку. Фундаменти з опускних колодезів та їхні основи розраховують за двома групами граничних станів на дію будівельних навантажень, що виявляються в період виготовлення та занурювання колодезя, і на дію експлуатаційних навантажень. Розрахунки виконують на найбільш невідгідні сполучення навантажень.

Для умов будівництва виконують такі розрахунки:

перевірку достатності ваги колодезя та можливого додаткового привантаження для його занурювання;

перевірку на спливання колодезя після його занурення до проектно́ї відмітки та влаштування днища;

розрахунок стін колодезя на розрив;

розрахунок стін колодезя або його першої секції на згин при зніманні з



тимчасової основи (або тимчасових прокладок);

розрахунок консолі на згин на початку занурювання, коли консоль врізалась у ґрунт на повну висоту (консоль згинається назовні), і після заглиблення колодязя до проектної відмітки, коли ґрунт під банкеткою підібраний, але консоль ще не доторкнулась ґрунту по всьому периметру (консоль згинається всередину);

розрахунок стін колодязя на згин у горизонтальній площині, коли колодязь занурено до проектної відмітки.

Умова достатності для занурювання колодязя його ваги Q_f і можливого додаткового привантаження Q_b , κH , має вигляд

$$Q_f + Q_b \geq T_l + F_u, \quad (10.1)$$

де T_l - сила тертя ґрунту по боковій поверхні колодязя; F_u - опір ґрунту під підшвою консолі.

Силу тертя T_l , κH , визначають за формулою

$$T_l = \gamma_m \gamma_c \sum_{i=1}^n f_i h_i u_i, \quad (10.2)$$

де γ_m - коефіцієнт умов роботи, який приймають $\gamma_m=1,25$; γ_c - коефіцієнт надійності за навантаженням, який дорівнює $\gamma_c=0,7$; n - кількість шарів ґрунту в межах глибини опускання колодязя; f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту по боковій поверхні колодязя, κPa , який визначають за табл. 9.8; h_i - товщина i -го шару ґрунту, що прилягає до бокової поверхні колодязя, м; u_i - зовнішній периметр поперечного перерізу колодязя в межах i -го шару, м.

Коефіцієнт γ_m враховує можливість перевищення фактичних сил тертя над їхніми усередненими значеннями. Коефіцієнт γ_c враховує ту обставину, що табл. 9.8 для визначення f_i складена для забивних паль, сили тертя ґрунту по боковій поверхні для яких більші відповідних значень для бокових поверхонь стін колодязя, оскільки при опусканні колодязя оточуючий його ґрунт розпушується.

Опір ґрунту F_u , κH , під підшвою консолі при занурюванні колодязя обчислюють за виразом

$$F_u = A_b p_u, \quad (10.3)$$

де A_b - площа підшви консолі, m^2 , яку приймають як добуток ширини банкетки (див. рис. 10.7,а) на середній периметр стін колодязя; p_u - граничний тиск на основу, κPa , який визначають залежно від відносного заглиблення консолі в ґрунт h/b (тут h - глибина занурення консолі в ґрунт, яку обчислюють від рівня ґрунту в колодязі; b - ширина банкетки).

Для початкового періоду занурювання при $0 \leq h/b \leq 0,5$

$$p_u = A_0 \gamma b + B_0 q_g + C_0 c, \quad (10.4)$$

де A_0 , B_0 , C_0 - коефіцієнти, які залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту φ і визначаються за табл. 10.1; q_g - вертикальний рівномірно розподілений тиск ґрунту, κPa , розташованого вище рівня банкетки консолі опускного колодязя; γ - об'ємна вага ґрунту, $\kappa H/m^3$, розташованого нижче рівня банкетки.

При занурюванні консолі в ґрунт на глибину, коли $0,5 \leq h/b \leq 1,5$,

$$p_u = A_{nh} \gamma b^2, \quad (10.5)$$



де A_{nh} - коефіцієнт, який залежить від кута внутрішнього тертя ґрунту та відносного заглиблення банкетки консолі (визначають за табл. 10.2).

Таблиця 10.1 - Значення коефіцієнтів A_0, B_0, C_0

ϕ°	A_0	B_0	C_0
12	1,1	3,0	9,3
14	1,4	3,6	10,4
16	1,7	4,4	11,7
18	2,3	5,3	13,2
20	3,0	6,5	15,1
22	3,8	8,0	17,2
24	4,9	9,8	19,8
26	6,8	12,3	23,2
28	8,0	15,0	25,3
30	10,8	19,3	31,5
32	14,3	24,7	38,0
34	19,8	32,6	47,0
36	26,2	41,5	55,7
38	37,4	54,8	70,7
40	50,1	72,0	84,7

Таблиця 10.2 - Значення коефіцієнта A_{nh}

ϕ°	A_{nh}		
	0,5	1,0	1,5
26	14,0	21,8	36,3
28	17,5	29,4	48,5
30	22,5	34,8	58,9
32	29,2	45,2	76,2
34	41,7	59,0	99,0
36	52,7	79,5	138,0
38	72,0	105,0	177,0
40	98,5	146,2	242,0
42	137,0	204,0	331,0
44	200,0	295,0	472,0
46	285,0	412,0	667,0

При ширині заглибленої у ґрунт банкетки консолі $\leq 0,1$ м площу підшови консолі у формулі (10.3) приймають $A_b=0$. Якщо передбачається занурювання колодязя в тиксотропній сорочці, сили тертя T_l ураховують лише на частині поверхні, що не стикається з тиксотропною сумішшю.

Після занурення колодязя до проектної відмітки та влаштування днища можливе спливання колодязя під дією тиску ґрунтових вод. Перевірку на спливання здійснюють за формулою

$$Q_f + Q_l + T_2 \geq \gamma_{em} A_w H_w \gamma_w, \quad (10.6)$$

де Q_f, Q_l - позначення ті самі, що у формулі (10.1); T_2 - сила тертя ґрунту по боковій поверхні колодязя, кН, при розрахунку його на спливання, яку приймають $T_2=0,5T_l$; γ_{em} - коефіцієнт надійності від спливання, який дорівнює $\gamma_{em}=1,2$; A_w - площа підшови колодязя, м; H_w - розрахункове перевищення рівня ґрунтових вод над відміткою підшови колодязя, м; γ_w - густина води ($\gamma_w=10$ кН/м³).

Сили тертя T_2 у зоні тиксотропної сорочки колодязя приймають рівними нулю.

У випадку невиконання умови (10.6) передбачають заходи проти спливання колодязя: збільшують його власну вагу або додаткове привантаження, застосовують анкерні конструкції, замінюють тиксотропну суміш тампонажем (наприклад, цементно-піщаним розчином) та ін.

У процесі занурювання опускного колодязя можливе його зависання в результаті затискання верхньої частини колодязя міцним ґрунтом (щільними пісками, глинистими ґрунтами твердої, напівтвердої і тугопластичної консистенції тощо). Для визначення виникаючих у цьому випадку вертикальних



розтягаючих зусиль умовно приймають, що верхня частина колодязя висотою $d_1=(0,25...0,35)d$ затиснена, а нижня частина висотою $d_2=(0,65...0,75)d$ висить. Розрахункову нормальну силу N , κH , при розрахунку на розрив визначають за формулою

$$N = d_1 (uf_1 - g_d), \quad (10.7)$$

де u - зовнішній периметр поперечного перерізу колодязя, m ; f_1 - розрахунковий опір шару ґрунту по боковій поверхні верхньої затисненої частини колодязя, $\kappa Па$; g_d - власна вага 1 m колодязя по висоті, $\kappa H/m$.

За знайденою силою N підбирають вертикальну арматуру, яку розміщують рівномірно по периметру стіни та яка забезпечує міцність колодязя на розрив.

Зазначимо, що розрахунок на розрив виконують, як правило, для опускних колодязів із глибиною занурення більше 15 m і не виконують для колодязів, занурюваних у тиксотропній сорочці.

Розрахунок конструкцій колодязів виконують згідно з вимогами відповідних будівельних норм. Так, залізобетонні елементи обчислюють за СНіП "Бетонные и железобетонные конструкции".

Для умов експлуатації опускних колодязів виконують такі розрахунки: перевірку колодязя на спливання;

розрахунок контактних напружень під підшовою та по боковій грані колодязя;

розрахунок деформацій колодязя та оточуючого її ґрунту;

розрахунок міцності та тріщиностійкості конструкцій опускного колодязя (зовнішніх і внутрішніх стін, днища та перекриттів).

Розрахунок колодязя на спливання в період експлуатації виконують за формулою

$$F_v + Q + Q_f + T_2 \geq \gamma_{em} A_w H_w \gamma_w, \quad (10.8)$$

де F_v - вертикальна складова зовнішнього навантаження на рівні верху колодязя, κH (див. далі рис. 10.8); Q - привантажувальні зусилля в анкерах, κH (якщо вони передбачені конструкцією колодязя); Q_f , T_2 , γ_{em} , A_w , H_w , γ_w - позначення ті самі, що у формулі (10.6).

При розрахунку деформацій фундаментів з опускних колодязів і оточуючих їх ґрунтів, на відміну від розрахунку фундаментів мілкового закладання, враховують не лише опір ґрунту під підшовою фундаменту, але й опір вищерозташованого ґрунту його вертикальному переміщенню та повороту.

Методика розрахунку деформацій фундаментів з опускних колодязів базується на припущенні, що ґрунт є лінійно деформівним середовищем, яке характеризується коефіцієнтом постелі (вінклерова основа, див. 8.7). Під коефіцієнтом постелі розуміють тиск, який треба прикласти до площадки поверхні ґрунту навколо фундаменту або під ним, щоб переміщення цієї площадки дорівнювало 1 cm (або 1 m і т. д.). Коефіцієнт постелі виміряють у H/cm^3 (або $\kappa H/m^3$).



При розрахунку опускного колодезя коефіцієнт постелі ґрунту k_s , $\kappa\text{Н/м}^3$, приймають зростаючим прямо пропорційно глибині, тобто

$$k_{si} = k_0 d_i, \quad (10.9)$$

де k_0 - коефіцієнт пропорційності, $\kappa\text{Н/м}^4$, який визначають залежно від виду ґрунту за табл. 10.3; d_i - глибина розташування точки, для якої визначають коефіцієнт постелі, від розрахункової поверхні ґрунту, але не менше 10 м.

Таблиця 10.3 - Значення коефіцієнта пропорційності k_0

Ґрунти	Значення k_0 , $\kappa\text{Н/м}^4$
Текучопластичні глини та суглинки ($0,75 < I_L \leq 1$)	490...1960
М'якопластичні глини та суглинки ($0,5 < I_L \leq 0,75$); пластичні супіски ($0 \leq I_L \leq 1$); пилуваті піски ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	1961...3920
Тугопластичні та напівтверді глини й суглинки ($0 \leq I_L \leq 0,5$); тверді супіски ($I_L < 0$); дрібні ($0,6 \leq e \leq 0,75$) і середньої крупності ($0,55 \leq e \leq 0,7$) піски ...	3921...5880
Тверді глини та суглинки ($I_L < 0$); крупні піски ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	5881...9800
Гравіюваті піски ($0,55 \leq e \leq 0,7$) і галька з піщаним заповнювачем	9801...19600

Якщо в межах глибини закладання підшови фундаменту d розташовано декілька шарів ґрунту, до розрахунку вводять одне приведене значення k_0 , величину якого визначають за формулою

$$k_0 = \sum_{i=1}^n k_{0,i} h_i / \sum_{i=1}^n h_i, \quad (10.10)$$

де $k_{0,i}$, h_i - відповідно коефіцієнт пропорційності та товщина i -го шару ґрунту; n - кількість шарів ґрунту в межах глибини закладання підшови фундаменту.

В розрахунках застосовують два коефіцієнти постелі: $k_{s,z}$ - для ґрунту, розташованого вище підшови фундаменту; $k_{s,b}$ - для ґрунту, розташованого під підшовою фундаменту. Обидва коефіцієнти постелі визначають при $d_i = d$, тобто для глибини, що дорівнює відстані від розрахункової поверхні ґрунту до підшови фундаменту.

Коефіцієнт постелі скельного ґрунту під підшовою фундаменту приймають залежно від нормативного тимчасового опору зразків скельного ґрунту одноосовому стиску у водонасиченому стані $R_{c,n}$: при $R_{c,n} = 1000 \text{ кПа}$ значення $k_{s,b} = 3 \times 10^5 \text{ кН/м}^3$; при $R_{c,n} = 25000 \text{ кПа}$ - $k_{s,b} = 1,5 \times 10^7 \text{ кН/м}^3$. Для проміжних значень $R_{c,n}$ величину $k_{s,b}$ визначають інтерполяцією.

На фундамент з опускного колодезя на рівні поверхні ґрунту діють вертикальна сила F_v , горизонтальна сила F_h і момент M (рис. 10.8). Під дією цих навантажень і моменту фундамент опускається й повертається навколо деякої осі O , перпендикулярної площині креслення та розташованої на відстані d_0 від поверхні ґрунту. Ґрунт, що оточує фундамент, чинить опір його переміщенню, у зв'язку з чим виникає тиск із боку ґрунту на фундамент. Епюри тиску ґрунту по передній і задній гранях фундаменту, а також по його підшві наведені на рис. 10.8.

Крім навантажень F_v і F_h , моменту M і тиску ґрунту на фундамент діє

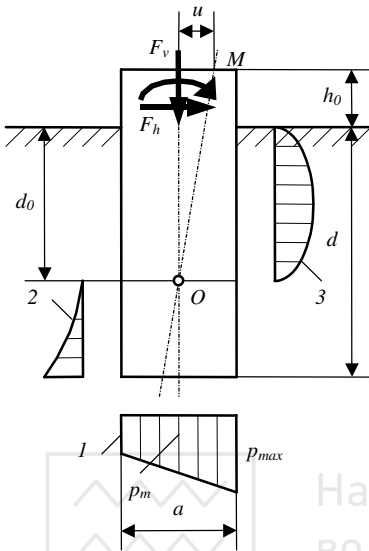


Рисунок 10.8 - Розрахункова схема фундаменту глибокого закладання: 1 - епора тисків по підшві фундаменту; 2 - те саме, по задній грані; 3 - те саме, по передній грані

Реактивні середній p_m і максимальний p_{max} тиски, $\kappa\text{Па}$, по підшві абсолютно жорсткого фундаменту з опускного колодезя* можуть бути наближено обчислені за формулами

$$p_m = (F_v + Q_f - T_l) / A; \quad (10.11)$$

$$p_{max} = \frac{F_v + Q_f - T_l}{A} + \frac{3aF_h k_{s,b}}{Bk_{s,z}}, \quad (10.12)$$

де T_l - сила тертя, $\kappa\text{Н}$, яку визначають за формулою (10.2) при коефіцієнті $\gamma_m=0,7$; A - площа підшви фундаменту, м^2 ; a - розмір підшви фундаменту, м , у розрахунковій площині (див. рис. 10.8); B - коефіцієнт, який знаходять із виразу

$$B = \frac{b_d d^3 + 18aW k_{s,b} / k_{s,z}}{6M / F_h + 4d}. \quad (10.13)$$

Тут W - момент опору підшви фундаменту, м^3 , відносно осі, перпендикулярної розрахунковій площині; b_d - розрахункова ширина фундаменту, м , яку визначають за формулою

$$b_d = \beta(b + l), \quad (10.14)$$

де β - коефіцієнт, який враховує вплив форми бокової грані фундаменту на горизонтальний тиск його на ґрунт (рис. 10.9); b - ширина фундаменту (розмір фундаменту в напрямку, перпендикулярному розрахунковій площині), м .

Отримані розрахунком значення p_m і p_{max} повинні задовольняти вимогам (8.3) і (8.8), причому розрахунковий опір ґрунту основи R визначають анало-

* Деформації матеріалу фундаментів з опускних колодезів дуже малі, тому їх при розрахунку не враховують, як і деформації жорстких фундаментів мілкого закладання (див. 8.2).

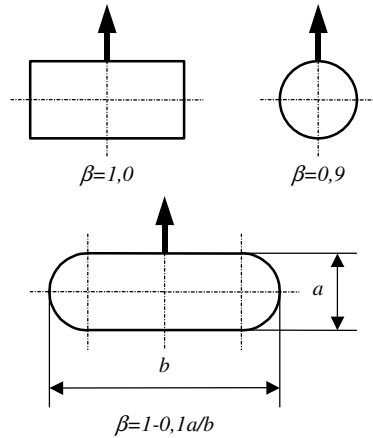


Рисунок 10.9 - Залежність коефіцієнта β від форми фундаменту в плані

гічно як для фундаментів мілкого закладання за формулою (8.4), а для скель-них ґрунтів приймають таким, що дорівнює межі міцності ґрунту на одно-осьовий стиск R_c . Якщо ці умови не виконуються, то корегують конструктив-ні рішення опускного колодезя, наприклад, збільшують його розміри в плані або опускають відмітку закладання його підшви. Після цього розрахунок фундаменту повторюють.

Глибину d_0 розташування осі O повороту фундаменту з опускного коло-дезя знаходять за формулою

$$d_0 = \frac{b_d d^2 (4M/F_h + 3d) + 6aW k_{s,b}/k_{s,z}}{b_d d (6M/F_h + 4d)}. \quad (10.15)$$

Горизонтальне переміщення верху фу-ндаменту u , m , визначають за формулою

$$u = \frac{6F_h}{Bk_{s,z}} (d_0 + h_0), \quad (10.16)$$

де h_0 - висота колодезя над поверхнею ґрунту, m .

Обчислене горизонтальне переміщення u не повинно перевищувати граничного значення u_n , встановленого завданням на проектування.

Вертикальне переміщення (осідання) фундаменту з опускного колодезя визнача-ють за методикою, викладеною в 9.7.1 для розрахунку осідань пальового куща. При цьому заданий фундамент замінюють умов-ним $A-B-C-D$, розміри якого визначають відповідно до рис. 10.10, де через φ_m по-значено усереднене значення розрахунко-вих кутів внутрішнього тертя для ґрунтів,

Рисунок 10.10 - Схема до розрахунку осідання фундаменту глибокого закла-дання ($A-B-C-D$ - контур умовного фундаменту)

що залягають від поверхні ґрунту до підшви фундаменту. При обчисленнях крім зовнішніх навантажень F_v ураховують власну вагу фундаменту Q_f та вагу ґрунту Q_s , розташованого в межах умовного фундаменту. Середній тиск під підшовою умовного фундаменту розраховують за формулою

$$p_m = (F_v + Q_f + Q_s) / A_{ум}, \quad (10.17)$$

де $A_{ум}$ - площа підшви умовного фундаменту.

Розрахункова величина осідання s опускного колодезя не повинна пере-вищувати граничного значення s_n , встановленого будівельними нормами або завданням на проектування.

Окремі елементи опускного колодезя (стіни, днище і т. д.) проектують згідно з вимогами відповідних СНіП для всіх можливих умов експлуатації.



Кесони подібно до опускних колодязів виготовляють на місці опускання (на природній поверхні, поверхні штучного островка чи стаціонарному риштуванні) або на віддалі від нього з подальшим доставлянням до місця монтажу та опусканням за допомогою плавучого риштування.

В першому випадку кесони шириною b , що не перевищує 15 м, виконують масивної конструкції (рис. 10.11,а); при більшій ширині бокові стіни роблять масивними, а стелю - пустотілою, що складається з балок (ребер), розташованих в одному (поперечному) напрямку (рис. 10.11,б) або в двох взаємно перпендикулярних напрямках (рис. 10.11,в), і плит. Товщину балок і плит, як правило, приймають від 50 до 100 см. До влаштування порожнин удаються з метою зменшення ваги кесона в період його виготовлення й знімання з тимчасових підкладок.

При виготовленні кесона на віддалі доставку його до місця занурення здійснюють наплаву. Для надання кесону плавучості конструкцію максимально полегшують. З цією метою пустотілими роблять не лише стелю кесона, а і його консолі (рис. 10.11,г), товщину балок (ребер) приймають від 20 до 40 см, а плит - близько 15 см.

Відповідно до санітарних норм висота робочої камери має бути не менше 2,2 м. Консолі, що мають у місці примикання до стелі переріз товщиною 1,0...1,8 м, донизу загострюють шляхом надання їхнім внутрішнім поверхням нахилів. Консоль закінчують банкеткою шириною до 30 см, яку підсилюють ножем із листової або профільної сталі.

Армують кесони відповідно до розрахунку на зусилля, що виникають у поперечних перерізах їхніх елементів при зведенні фундаментів. Вибір відміток уступу та підосви фундаменту, перевірку міцності ґрунту, обчислення деформацій кесонного фундаменту та інші розрахунки виконують, в основному, так само, як і для опускних колодязів. Відмінність полягає в необхідності при виконанні розрахунків для умов будівництва (наприклад, у формулах (10.1) і (10.6)) додатково враховувати тиск p_0 повітря на стелю робочої камери кесона.

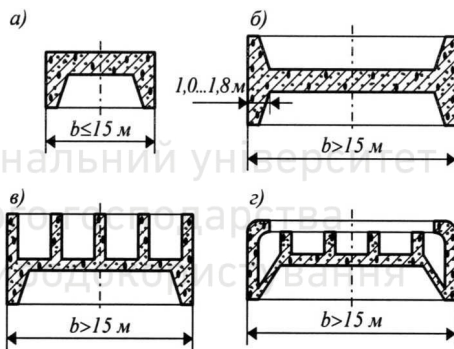


Рисунок 10.11 - Види кесонів:

а - масивної конструкції; б, в - із пустотілою стелею; г - із пустотілими стелею та консолями

10.4. Проектування фундаментів і підземних споруд, що зводять способом “стіна в ґрунті”

10.4.1. Загальні положення. Суть способу “стіна в ґрунті” полягає в улаштуванні стін із монолітного, збірного чи збірно-монолітного залізобетону або протифільтраційного матеріалу у вузьких (0,3...1,2 м) і глибоких (10...50 м) траншеях. Виймання ґрунту виконують за допомогою спеціальних чи прилаштованих для цього землерийних або бурових механізмів: долотових або роторних (на базі бурових станків); екскаваторів (із зворотною лопатою або драглайном, багатоковшевих); спеціальних (вібраційних, фрезерних, бурових); бурофрезерних (електробурів або штанг, що обертаються); підвісних грейферів (одноканатних, двоканатних, гідравлічних); штангових грейферів на телескопічній або моноблочній штанзі та ін. У процесі розроблювання

ґрунту стійкість стін траншей забезпечується за рахунок їхнього заповнення глинистими розчинами (суспензіями), що мають тиксотропні властивості. Після розроблення траншей заданих розмірів глинистий розчин заміщають різного роду матеріалами, які утворюють у ґрунті несучі або ненесучі (залежно

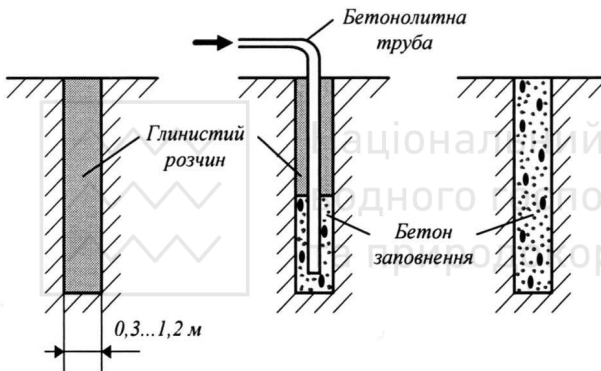


Рисунок 10.12 - Схема влаштування монолітної бетонної стіни

від призначення будівлі або споруди) конструкції (рис. 10.12).

При влаштуванні тонких протифільтраційних завіс (товщиною 0,15...0,25 м) у ґрунті замість розроблення траншей влаштовують тонку щілину з подальшим заповненням її протифільтраційним матеріалом. При цьому застосовують обладнання, в основу якого покладені ударний, вібраційний, ріжучий і водоповітряний (струменева технологія) принципи дії.

Спосіб “стіна в ґрунті” рекомендують застосовувати при зведенні глибоких опор із великою несучою здатністю, підземних технологічних галерей, бункерних ям; при будівництві підземних поверхів висотних будівель, гаражів, складів; при прокладанні тунелів і пішохідних переходів, зведенні опор великопрогонових мостів, об’єктів метрополітену; при зведенні глибоких камер і колодязів стічних вод, водозаборів, каналізаційних колекторів; для влаштування водозаборів і насосних станцій, протифільтраційних завіс гребель і дамб, шлюзів, кріплення берегів річок і водоймищ та ін.

Основними перевагами фундаментів і протифільтраційних завіс, що зводяться способом “стіна в ґрунті” є можливість улаштування підземних споруд поблизу існуючих об’єктів без порушення їхньої стійкості та створення додаткових динамічних впливів, що особливо важливо в умовах щільної забудови міст і промислових площадок, а також при реконструкції будівель і споруд; дуже малий об’єм земляних робіт; усунення необхідності кріплення стінок котлованів шпунтом і зворотного засипання, запобігання при високому рівні ґрунтових вод її відкачуванню, що дорого коштує; скорочення трудомісткості виконання робіт за рахунок високого ступеня механізації.

Разом із тим, зазначений спосіб зведення фундаментів і протифільтраційних завіс має обмежене застосування - він не допускається на площадках із геологічно нестійкими умовами (карсти, зсуви тощо), у великоуламкових ґрунтах із незаповненими порожнинами між зернами ґрунту, у ґрунтах текучої консистенції.

Підземні стіни поділяють на **траншейні** та **пальові**, що з’єднуються або перетинаються (рис. 10.13). Траншейні стіни можна зводити окремими секціями або безперервно.

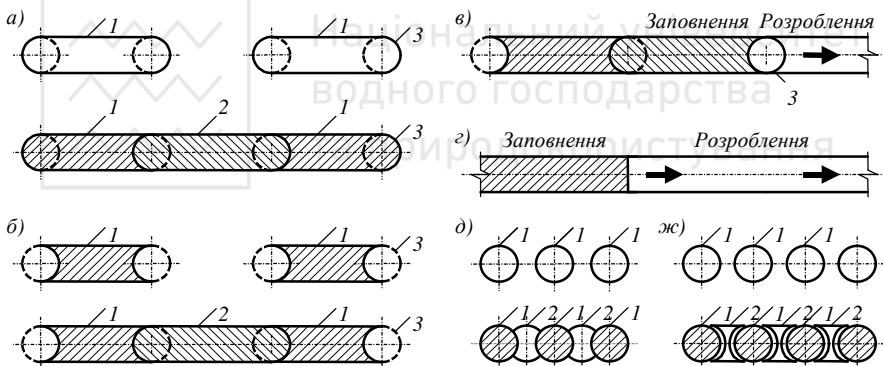


Рисунок 10.13 - Види та послідовність влаштування монолітних траншейних і пальових стін:
а - траншей, що перетинаються; б - траншей, що з'єднуються; в - безперервна траншея із секційним заповненням; г - те саме, із безперервним заповненням; д - палі, що перетинаються; жс - палі, що з'єднуються; 1 - секції траншей і свердловини першої черги; 2 - те саме, другої черги; 3 - обмежувальні труби

Пальові підземні стіни проектують у випадках, коли ускладнене чи неможливе застосування грейферного або бурофрезерного обладнання для влаштування траншей, а також не забезпечується стійкість стінок траншей через наявність в основі горизонтів напірних вод, насипних товщ і ґрунтових шарів, що містять уламки твердих порід.

Траншейні та пальові стіни класифікують: **за призначенням** - несучі та протифільтраційні; **за матеріалом** - залізобетонні, бетонні, ґрунтоцементні, глинисті, комбіновані; **за способом виготовлення** - монолітні, збірні, збірно-

10.4.2. Конструктивні рішення. Споруди, що зводять способом “стіна в ґрунті” можуть мати в плані будь-яку форму, яку визначають їхнім технологічним призначенням.

Паралельні стіни (як правило, прямолінійні) застосовують при зведенні транспортних тунелів, підземних гаражів, підвальных приміщень висотних будівель та ін. Насосні станції різного призначення, резервуари і т. п. проєктують переважно круглого окреслення в плані.

Конструктивні схеми підземних споруд із паралельними стінами наведені на рис. 10.14. Стійкість стін забезпечують замуруванням їхньої нижньої частини в ґрунті, а також застосуванням розпірних конструкцій і анкерів. Розпірні конструкції (ними можуть бути постійні міжповерхові перекриття, балки, внутрішні стіни і т. п.) приймають при відстані між паралельними стінами споруд до 15 м (рис. 10.14,б). Для цього “стіну в ґрунті” влаштовують по всьому периметру споруди. Потім відкопують котлован на висоту першого надпідвального перекриття (як правило, 2...3 м). Під цим перекриттям розробляють ґрунт на висоту другого підземного поверху. Розроблення ґрунту здійснюють бульдозерами, які переміщують ґрунт до спеціально влаштованих отворів у вище розташованих перекриттях. Через ці отвори ґрунт видаляють назовні. В міру розроблення ґрунту роблять наступні перекриття, які служать розпірками “стіни в ґрунті”. Таким чином усю підземну споруду зводять зверху донизу.

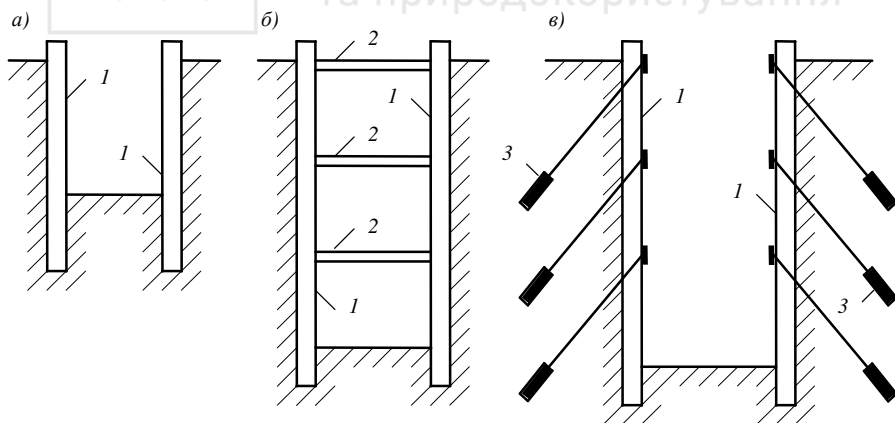


Рисунок 10.14 - Конструктивні схеми підземних споруд із паралельними стінами:

а - консольні стіни із замуруванням нижньої частини в ґрунті; б - стіни з кріпленням розпірками; в - стіни з кріпленням анкерами; 1 - стіна; 2 - розпірка; 3 - анкер

При відстані між стінами понад 15 м, коли встановлення розпірних конструкцій ускладнене, стійкість стін забезпечують використанням відповідних анкерів (рис. 10.14,в). Анкерні конструкції забезпечують передачу на ґрунт за

межами призми обвалення сил бокового тиску оточуючого траншейну або пальову стіну ґрунту. Однак, застосування анкерів не допускається у мінеральних глинистих ґрунтах текучопластичної та текучої консистенцій, мулах, сапропелях, заторфованих ґрунтах і торфах.

Стійкість круглих у плані стін забезпечують влаштуванням одно- або багаторуслих кріплень у верхній частині у вигляді розпірних залізобетонних поясів (рис. 10.15).

Відстань між розпірними конструкціями або анкерами по висоті та в плані визначають розрахунком.

При влаштуванні підземної частини будівель і споруд утворена “стіна в ґрунті” одночасно

може служити кріпленням стін котлована, стіною підземних поверхів і фундаментом. Глибину закладання (висоту) “стін у ґрунті” встановлюють, виходячи з геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика, призначення споруди, прийнятої конструкції стін, технології виконання робіт із їхнього зведення з урахуванням техніко-економічного порівняння можливих варіантів. Якщо “стіна в ґрунті” призначена одночасно для використання як фундаменту, її доводять до шару щільного ґрунту, що здатний сприйняти тиск, який передається її підшвою та боковими поверхнями на основу. При розташуванні підземної споруди у водонасичених ґрунтах і близькому заляганні водотриву низ стіни рекомендують заглиблювати у водонепроникні шари ґрунту з метою запобігання виконання робіт із розроблення ґрунту всередині огороження із застосуванням водовідведення або водопониження; при цьому низ стіни заглиблюють у скельні породи, щільні глини, мергелі на 0,5...1 м, а суглинки пластичні - на 1,0...1,5 м.

Товщину зовнішніх стін визначають розрахунком за міцністю та з урахуванням ширини робочого органу застосованого для влаштування траншеї обладнання. Стіни з монолітного залізобетону приймають товщиною 0,5...1,2 м. Збірні стіни проектують із плоских, багатопустотних і ребристих панелей шириною 100...350 і товщиною 30...80 см із закладними деталями або випусками арматури. Висоту панелей визначають проектною глибиною стіни, можливістю їхнього транспортування й монтажу. Як правило, висота збірних панелей складає 12...14 м. Стики між збірними елементами виконують приварюванням сталевих накладок до закладних деталей або випусків арматури панелі та замурують із середини насухо в міру розроблення ґрунту. Для замурування стиків, а також заповнення простору між панелями та стінами траншеї засто-

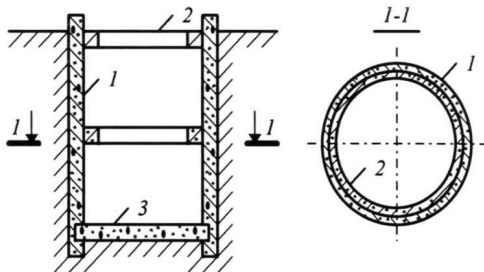


Рисунок 10.15 - Споруда з розпірними залізобетонними поясами:

1 - стіна; 2 - залізобетонний пояс; 3 - днище споруди

совують тампонажний розчин, який готують із цементу, бентоніту, глини, піску й хімічних домішок для його пластифікації та уповільнення термінів твердіння, а також протиагресивних домішок.

Для монолітних стін застосовують важкий бетон класу не нижче В15, для збірних конструкцій - не нижче В22,5. Робочу арматуру каркасів виконують із стержнів періодичного профілю класу сталі А-II або А-III діаметром 10...30 мм, розподільну гладку арматуру - із сталі класу А-I перерізом від 8 до 20 мм.

У випадках, коли проектувані стіни можуть бути заглиблені до водотриву, застосовують конструкції змішаного типу - збірно-монолітні. Верхню частину стін (на глибину підземних приміщень і величину замурування в ґрунті) улаштовують із збірних панелей, а нижню (до водотриву) - із монолітного бетону, при цьому нижня частина конструкції виконує роль протифільтраційної завіси та служить основою для збірних панелей (рис. 10.16).

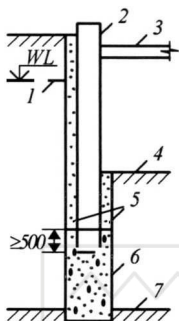


Рисунок 10.16 - Конструкція збірно-монолітної "стіни в ґрунті":

1 - рівень ґрунтових вод; 2 - збірна залізобетонна панель; 3 - розпірка; 4 - дно котлована; 5 - тампонажний розчин; 6 - ділянка стіни з монолітного бетону; 7 - водо-непроникний шар ґрунту

Днище підземних споруд, що виконують способом "стіна в ґрунті", проектують, як правило, у монолітному виконанні з попереднім плануванням дна котлована та влаштуванням дренажного шару.

З'єднання днища, перегородок, балок і перекриттів із монолітними стінами виконують за допомогою штраб у бетонованій стіні, із збірними стінами - шляхом зварювання закладних деталей і випусків арматури елементів, що з'єднуються.

10.4.3. Розрахунок конструкцій. Несучі траншейні та пальові стіни, а також стіни, що виконують функцію огороження, розраховують за двома групами граничних станів на дію вертикальних і горизонтальних сил окремо. При цьому розрахунок виконують для кожного етапу будівництва та експлуатації при найбільш невідгідному сполученні навантажень.

Найчастіше використовують три розрахункових схеми: круглі споруди без розпірок і залізобетонних поясів; круглі або прямокутні споруди замкнутого типу, стійкість яких забезпечується завдяки застосуванню розпірок, залізобетонних поясів чи анкерів; незамкнені споруди з паралельними стінами типу підпірних, стійкість яких забезпечується за рахунок защемлення в ґрунті.

Докладно висвітлення питань розрахунку підземних споруд, що зводять способом "стіна в ґрунті", можна знайти в спеціальній літературі.



11. ШТУЧНО ПОКРАЩЕНІ ОСНОВИ

В умовах широкого сільськогосподарського використання земель і щільної забудови міських територій дуже часті випадки, коли для нового будівництва виділяються території зі структурно нестійкими ґрунтами (інакше такі ґрунти називають “слабкими”), ярами, на схилах або поблизу укосів тощо. Особливо це стосується зведення споруд на системах водного господарства, мережах водопостачання та водовідведення. Великий діапазон ґрунтових умов спричиняє значні труднощі у зв’язку з необхідністю забезпечення надійності та довговічності об’єктів, що будуються, з мінімальними витратами.

Часто при будівництві об’єктів основи в природному стані не відповідають вимогам, які до них ставляться. В таких умовах виникає питання цілеспрямованої зміни фізико-механічних характеристик ґрунтів, тобто необхідність штучного покращання основ.

11.1. Класифікація методів штучного покращання основ

Методи покращання основ можна розділити на три групи: конструктивні; механічні та фізико-хімічні.

До **конструктивних** відносять влаштування ґрунтових подушок, створення бокових привантажень, застосування шпунтового огородження, армування ґрунту та ін.

Механічні методи пов’язані з ущільненням ґрунту, яке може бути поверхневим, глибинним або ущільнення досягається попереднім обтисканням ґрунту. Поверхнєве ущільнення здійснюють за допомогою важких і легких трамбівок, котків, віброкотків, самохідних і переставних вібротрамбівок, а також шляхом зведення фундаментів у витрамбованих котлованах. Глибинного ущільнення можна досягти шляхом пробивання свердловин із вибухами та без них, попереднім замочуванням, попереднім замочуванням одночасно із глибинними вибухами, віброущільненням або гідровіброущільненням. Попереднє обтискання ґрунту можна здійснити пониженням рівня ґрунтових вод за допомогою зовнішнього довантаження та вертикальних дренажів.

Фізико-хімічні методи сприяють закріпленню ґрунтів. До них відносять закріплення ґрунтів силікатизацією, синтетичними смолами (смолизацією), бітумізацією, глинизацією, цементацією, електрохімічними та термічними способами.

Вибір методів і способів покращання основ залежить від ґрунтових умов, вимог до експлуатації будівель і споруд, конструктивних особливостей останніх. У табл. 11.1 наведені методи штучного покращання складених слабкими у природному заляганні ґрунтами основ, що з техніко-економічних міркувань найпоширені в практиці будівництва. Більше інформації можна знайти в спеціальній літературі.



Методи влаштування основ	Вид основи або спосіб її влаштування	Грунтові умови
Конструктивні	1. Піщані подушки (заміна ґрунту) 2. Грунтові подушки зі зв'язного ґрунту 3. Кам'яні, піщано-гравійні, шлакові відсіпанні 4. Привантаження насипу відсіпанним і шпунтові огороження 5. Армування ґрунту	Слабкі сильностисливі ґрунти (глинисті ґрунти в текучому стані, мули, сапропелі, торфи, заторфовані та насипні ґрунти) Те саме, а також просідні ґрунти Мули та інші слабкі ґрунти, що залягають під шаром води Слабкі ґрунти, обводнені мули Слабкі піски та зв'язні ґрунти
Механічні	1. Поверхнєве ущільнення ґрунтів: важкими трамбівками, котками, легкими трамбівками, іншими механізмами та транспортними засобами; віброущільнення віброкотками, самохідними та переставними вібротрамбівками; зведення фундаментів у витрамбованих котлованах 2. Глибинне ущільнення ґрунтів: пробивання свердловин і влаштування в них ґрунтових паль; пробивання свердловин із вибухами, віброущільнення або гідровіброущільнення; попереднє замочування з глибинними вибухами та без них 3. Попереднє обтискання ґрунтів пониження рівня ґрунтових вод; зовнішнє довантаження та вертикальні дрени	Макропористі просідні ґрунти, пухкі піски, свіжоукладені зв'язні та насипні ґрунти при $S_r < 0,7$ Пухкі піски Макропористі просідні ґрунти (I типу за просіданням) при $S_r < 0,7$ Макропористі просідні ґрунти (ґрунтові палі зі зв'язного ґрунту), пухкі пілуваті та дрібні піски, слабкі сильностисливі заторфовані ґрунти (піщані палі). Пухкі піски Макропористі просідні ґрунти Слабкі сильностисливі водонасичені ґрунти Слабкі сильностисливі глинисті та заторфовані ґрунти
Фізико-хімічні	1. Силікатизація 2. Електрохімічні методи 3. Закріплення синтетичними смолами 4. Цементация 5. Термічні методи (обпалювання)	Піски, макропористі просідні ґрунти Слабкі глинисті ґрунти (при коефіцієнті фільтрації $k_f \leq 0,01$ м/доба) Піски всіх видів Тріщинуваті скельні ґрунти, гравелісті ґрунти, крупні піски Макропористі просідні ґрунти



Грунтові подушки влаштовують для заміни певного об'єму слабого ґрунту з метою розсіювання напружень таким чином, щоб напруження в природному слабкому ґрунті були меншими за його міцність. Найчастіше влаштовують піщані подушки, рідше - щебеневі, гравійні, шлакові, із мінеральних відходів різних виробництв із повною або частковою заміною ґрунтів із незадовільними властивостями. Необхідно намагатись використовувати місцеві матеріали.

Висоту ґрунтової подушки (рис. 11.1) вибирають за умови, щоб тиск на підстеляючий ґрунт не перевищував розрахункового опору ґрунту R_z на глибині покрівлі слабого шару, тобто

$$\sigma_{zg} + \sigma_{zp} \leq R_z, \quad (11.1)$$

де σ_{zg} і σ_{zp} - відповідно природний тиск від власної ваги ґрунту та додатковий тиск від зовнішнього навантаження, що передається через фундамент по його підшві, на глибині покрівлі слабого шару.

Розміри подушки в плані залежать від опору горизонтальному тиску ґрунту, що розташований навколо подушки. Зазначена характеристика повинна запобігти деформації подушки в сторони. Для цього задаються кутом, під яким розповсюджується тиск від зовнішнього навантаження в межах ґрунтової подушки. В більшості випадків кут α приймають у межах $\alpha \approx 30 \dots 45^\circ$ (рис. 11.1). Тоді ширину подушки B_{cs} можна визначити за формулою

$$B_{cs} = b + 2h_{cs} \operatorname{tg} \alpha. \quad (11.2)$$

Більш точні розміри подушки можна визначити, розглядаючи її стійкість.

Для уникнення випирання слабого ґрунту можна створити **бокове навантаження у вигляді додаткового підсилення** (рис. 11.2,а). Такий спосіб використовують при зведенні малочутливих до нерівномірних осідань будівель і споруд. Додаткові підсилення розташовують у межах можливих призм випирання ґрунту. Такі підсилення підвищують стійкість будівель і споруд уцілому.

Іноколи для підвищення стійкості слабких основ використовують **шпунтові огородження** (рис. 11.2,б). Такі огородження ефективні при влаштуванні окремих або масивних фундаментів (під важко навантажених колон, мостових опор, водонапірні, силосні та інші башти, димові труби, споруди маяків

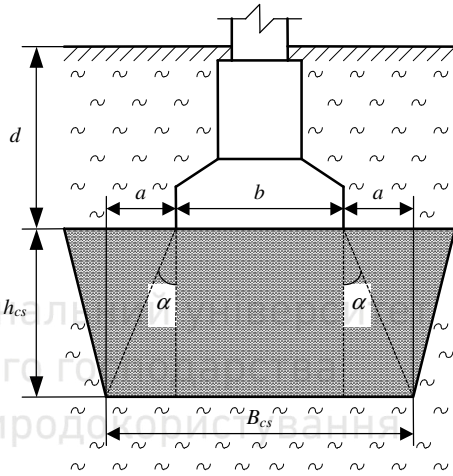


Рисунок 11.1 - Грунтова подушка

тощо). Шпунт забивають по всьому периметру фундаменту з метою усунення випирання слабкого ґрунту з-під фундаменту.

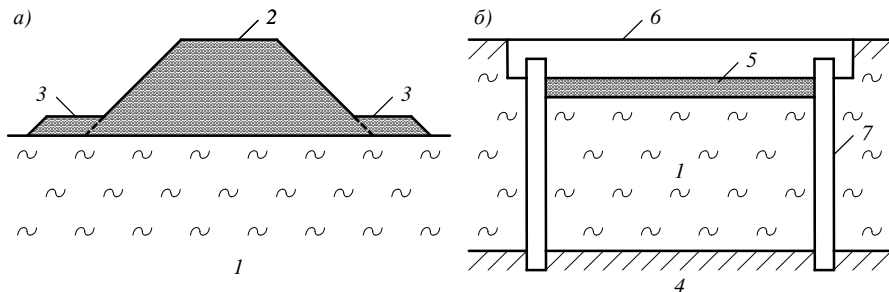


Рисунок 11.2 - Схема закріплення основ, складених слабкими ґрунтами:

1 - слабкий ґрунт; 2 - насип; 3 - додаткове підсилення; 4 - щільний ґрунт; 5 - дренажне піщане підсилення; 6 - фундаментна плита; 7 - шпунт

Армування ґрунту використовують для підвищення стійкості основ насипів, а також для підвищення стійкості підпірних стін. Арматурні стержні вкладають у ґрунт у міру виконання зворотного засипання. Як арматуру можна використати спеціальні плівки, геотекстиль тощо.

11.3. Механічні методи покращання основ

11.3.1. Поверхнєве ущільнення основ. Механічні методи покращання основ зводяться до ущільнення ґрунту. Покращити якість ґрунтів можна **ударами** спеціальних **важких трамбівок** масою 2...10 т. Їх можна застосовувати, наприклад, для ліквідації просідних властивостей ґрунтів. Товщина шару ущільнення залежить від маси трамбівок та інтенсивності ударів.

Трамбіркою масою 2...3 т можна ущільнити ґрунт на глибину 1,5...2 м, масою 5...7 т - 2,5...3,5 м, масою 10 т - 5,5...6 м. Трамбівки за допомогою спеціальних пристроїв кидають із висоти 6...8 м. Ґрунти ущільнюють до структури, за якої вони набувають необхідних міцнісних і деформативних властивостей.

Режим ущільнення встановлюють дослідним шляхом у лабораторних умовах, при цьому визначають оптимальну вологість W_{opt} і відповідну їй максимальну щільність сухого ґрунту $\rho_{d,max}$. Ущільнення виконують до певної щільності будови ґрунту, що виражається коефіцієнтом ущільнення

$$k_{com} = \rho_d / \rho_{d,max}, \quad (11.3)$$

де ρ_d - щільність сухого ущільненого ґрунту; $\rho_{d,max}$ - максимальна щільність сухого ґрунту, яку отримують із дослідів стандартного ущільнення.

Практичний досвід свідчить про ефективність ущільнення, коли $k_{com} \geq 0,95$.

Під час трамбування знижується дно котлована на величину, яку визначають за емпіричною формулою



$$\Delta h = \frac{\rho_{d,cs} + \rho_{d,dm} - 2\rho_d}{2\rho_s} h_{cn}, \quad (11.4)$$

де $\rho_{d,cs}$ - щільність сухого ґрунту (скелету) нижче дна котлована після ущільнення; $\rho_{d,dm}$ - проектна щільність скелету ґрунту на нижній границі ущільненого шару; ρ_d - щільність скелету ґрунту природної будови; ρ_s - щільність твердих частинок ґрунту; h_{cn} - товщина ущільненого шару.

Враховуючи зниження дна котлована при ущільненні ґрунту, його при розроблюванні не докопують на величину Δh , яку називають **недобором ґрунту**. Після закінчення трамбування пухкий верхній шар товщиною 7...10 см доущільнюють або легкими ударами трамбівки, яку скидають з висоти 0,5...1 м, або котками (при значних площах поверхні).

Якщо ґрунт має вологість меншу W_{opt} , його дозволяють, тобто в котлован заливають розрахункову кількість води, яку визначають за формулою

$$Q = \frac{\rho_{d,com}}{\rho_w} (kW_{opt} - W)V, \quad (11.5)$$

де $\rho_{d,com}$ - середнє значення щільності сухого ґрунту в межах зони розповсюдження ущільнення; ρ_w - густина води; k - коефіцієнт, який залежить від кліматичних умов і приймається рівним $k=0,9$ при виконанні робіт у дощовий період; $k=1,1$ - за сухої погоди; V - об'єм ґрунту ($V=h_{com}A$, де A - площа котлована; h_{com} - товщина шару ґрунту, на яку відбулось ущільнення).

Вібруущільнення ґрунту виконують самохідними віброкотками в тих випадках, коли достатньо місця для їхнього маневрування, а в обмежених умовах - вібротрамбівками та віброплитами, що самі переміщаються.

Ущільнити ґрунт можна **паданням із висоти 4...8 м трамбівки з масою 1,5...10 т, що мають форму майбутнього фундаменту** (рис. 11.3). У витрамбований простір вкладають бетон з ущільненням, після твердіння бетону отримують необхідний фундамент заданої форми. Для збільшення несучої здатності фундаменту можна в ґрунт перед бетонуванням утрамбовувати жорсткий ґрунтовий матеріал (щебінь, гравій, гравійно-піщану суміш або крупний пісок).

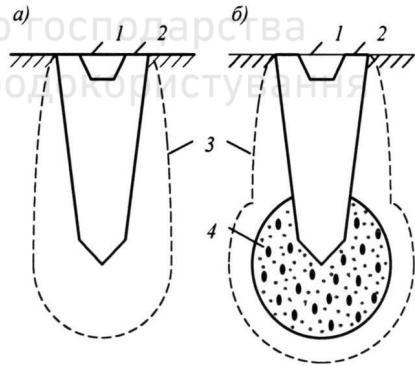


Рисунок 11.3 - Фундаменти у витрамбованих котлованах:

а - без утрамбування щебеню; б - з утрамбуванням щебеню в ґрунт; 1 - стакан для встановлення колони; 2 - фундамент; 3 - зона ущільнення ґрунту; 4 - утрамбований щебінь

11.3.2. Глибинне ущільнення основ. Ущільнення ґрунтів **пробиванням свердловин і влаштуванням ґрунтових паль** досягають шляхом пробивання в масиві ґрунту ударними снарядами свердловин із подальшим пошаровим заповненням їх місцевим ґрунтом при його оптимальній вологості з трамбуванням. При пробиванні свердловин ґрунт витискається в сторони та створює

ущільнену зону навколо свердловини. Свердловини пробивають одна від одної на віддалі $(2,5...5)d$, де d - діаметр свердловин. Послідовність влаштування

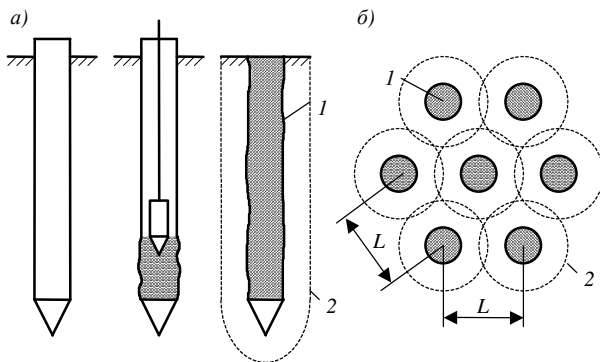


Рисунок 11.4 - Схема ущільнення ґрунтів пробиванням свердловин і влаштуванням у них ґрунтових паль:

а - послідовність виготовлення ґрунтових паль; б - розміщення ґрунтових паль у плані; 1 - палець; 2 - зона ущільнення

ґрунтових паль наведено на рис. 11.4.

Якщо необхідно збільшити міцність у нижній частині ущільненого масиву, то в дно пробитих свердловин утрамбовують щебінь, гравій, гравійно-піщану суміш та ін.

Даний метод широко застосовують у насипних і просідних ґрунтах при $S_r=0,3...0,7$.

Якщо ущільнення ґрунту пробиванням свердловин і влашту-

ванням у них ґрунтових паль недостатнє, бажаного результату можна досягти завдяки **вибухам зарядів вибухових речовин**, які розміщують у спеціальних патронах. Вибухи здійснюють за допомогою детоніруючого шнура. Після вибуху діаметр свердловини збільшується, а ґрунт навколо неї ущільнюється. Порожнину свердловини заповнюють ґрунтом із трамбуванням.

ґрунтові палі також можна влаштовувати за допомогою спеціальних обсадних труб, які занурюють в основу, а потім виймають у міру заповнення їхніх порожнини ґрунтом із трамбуванням.

Просідні ґрунти можна ущільнити, використавши **попереднє їхнє замочування**, у процесі якого ґрунт самоущільнюється. Цей метод можна використати в комплексі з іншими, наприклад, з влаштуванням ґрунтових подушок, застосуванням ущільнення важкими трамбівками, вибухами та ін.

Глибинного ущільнення основ можна досягти динамічними впливами. Цей метод застосовують для ущільнення пухких водонасичених пісків. Ущільнення відбувається шляхом надання частинкам піску коливань за допомогою **вібратора** (вібробулави) (рис. 11.5,а) або **віброзаглиблювача** (рис. 11.5,б).

Вібробулавою можна ущільнити ґрунт на глибину 1...10 м, а віброзаглиблювачами - 5...20 м.

11.3.3. Попереднє обтискання ґрунтів. Слабкі зв'язні ґрунти, що здатні віддавати воду з пор (мули, сапропелі, торфи, заторфовані ґрунти тощо), можна ущільнити **зниженням рівня ґрунтових вод** шляхом відкачування води за допомогою голкофільтрів. Унаслідок зниження рівня ґрунтової води зменшується зважуючий тиск води, у ґрунті збільшуються напруження, під дією

Слабофільтруючі

зв'язні ґрунти погано віддають воду, тому для їхнього ущільнення використовують **електроосмос** (рис. 11.6,а). За цим способом у ґрунт по контуру котлована занурюють дві взаємно перпендикулярні мережі електродів і пропускають через них електричний струм. Голкофільтри з колектором утворюють мережу електродів-катодів.

Металеві стержні, що є анодами, розміщують із внутрішнього боку котлована на віддалі приблизно 0,8 м від катодів. Під час проходження електричного струму порова вода концентрується біля катодів і відкачується насосами. Зниження рівня води здійснюють нижче дна котлована, що дозволяє виконувати роботи в сухих умовах.

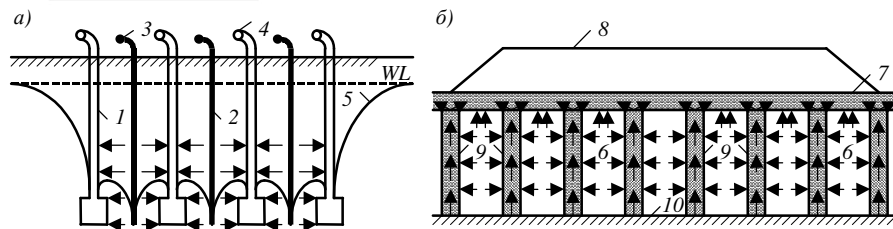


Рисунок 11.6 - Схема ущільнення ґрунтів попереднім обтисканням:

а - осушення за допомогою електроосмосу; б - привантаження з улаштуванням вертикальних дрена; 1 - іглофільтри-катоди; 2 - металеві стержні-аноди; 3 - колектор; 4 - електричні проводи; 5 - депресійна крива; 6 - слабкий ґрунт; 7 - пластовий дренаж; 8 - привантаження у вигляді насипу; 9 - вертикальні дрени (стрілками вказаний напрямок відтиснення води з ґрунту); 10 - щільний ґрунт

Слабкі водонасичені зв'язні ґрунти (суглинки та глини, що знаходяться в текучому і текучопластичному станах, мули, торфи та ін.), мають низьку водопроникність, і їхнє ущільнення пов'язано з витисненням води з пор ґрунту. Ущільнювати їх можна за допомогою статичного привантаження з одночасним улаштуванням вертикальних дрена із піску або спеціальних матеріалів (пористого картону, пластмасових стрічок у паперовому корпусі та ін.) (рис.

11.6,б). Привантаження виконують у вигляді насипу в межах площі забудови, тиск від якого повинен бути більшим за тиск від майбутньої будівлі або споруди. Піщані дрени виготовляють аналогічно піщаним палям, картонні та пластмасові дрени - утискають у ґрунт. Розташовують їх через 2...4 м. Унаслідок відведення води відбувається об'ємне обтискання ґрунту.

11.4. Фізико-хімічні методи покращання основ

Закріплення ґрунтів фізико-хімічними методами має за мету створення між твердими частинками ґрунту зв'язків, які збільшують його міцність і зменшують стисливість. Закріпленню піддаються ґрунти, що відносно добре фільтрують воду, оскільки процес закріплення пов'язаний з проникненням хімічних розчинів або газів у пори ґрунту. При застосуванні фізико-хімічних методів компонування частинок ґрунту не змінюється, але між цими частинками утворюються міцні структурні зв'язки. В окремих випадках ґрунт перетворюється в напівскельну породу.

Силікатизація ґрунтів здійснюють трьома способами: дворозчинним, однорозчинним і газовим. Дворозчинний спосіб використовують для закріплення пісків крупних та середньої крупності з коефіцієнтом фільтрації 2...80 м/доба, а також макropористих просідних ґрунтів. Суть дворозчинного способу полягає в тому, що в ґрунт через занурену вібруванням або забиванням на необхідну глибину перфоровану трубу (ін'єктор) послідовно під тиском (до 0,5 МПа) нагнічують розчин силікату натрію, тобто рідкого скла та хлористого кальцію (рис. 11.7). Унаслідок реакції цих розчинів утворюється гель кремнієвої кислоти, який є в'язучою речовиною. Ін'єктори розташовують у шаховому порядку з відстанями між рядами в кожному напрямку від 0,5 до 1,5 м. Унаслідок закріплення пісків можна отримати пісковик міцністю на стиск 1,5...3,5 МПа. Загальні витрати реагентів 200...250 л на 1 м³ ґрунту, що закріплюють, у тому числі 45% рідкого скла та 55% хлористого кальцію.

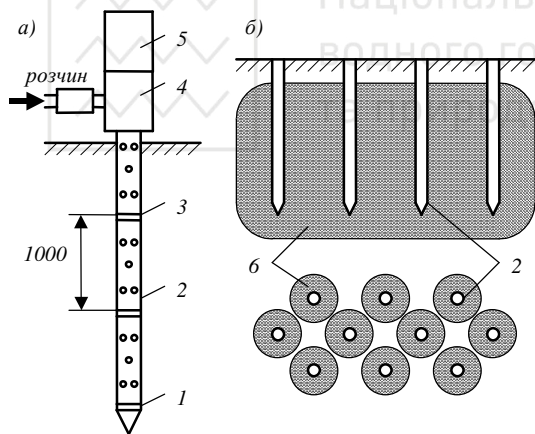


Рисунок 11.7 - Схема закріплення ґрунтів силікатизацією: а - ін'єктор; б - масив закріпленого ґрунту; 1 - загострений наконечник; 2 - перфорована труба (елемент ін'єктора); 3 - з'єднувальна муфта; 4 - з'єднувальний трійник; 5 - оголовок; 6 - масив закріпленого ґрунту

Унаслідок реакції цих розчинів утворюється гель кремнієвої кислоти, який є в'язучою речовиною. Ін'єктори розташовують у шаховому порядку з відстанями між рядами в кожному напрямку від 0,5 до 1,5 м. Унаслідок закріплення пісків можна отримати пісковик міцністю на стиск 1,5...3,5 МПа. Загальні витрати реагентів 200...250 л на 1 м³ ґрунту, що закріплюють, у тому числі 45% рідкого скла та 55% хлористого кальцію.



Якщо лесовий ґрунт має вологість більше 17%, у практиці часто використовують газову силікатизацію, за якої замість хлористого кальцію через ін'єктори спочатку нагнічують діоксид вуглецю (CO_2), а потім розчин силікату натрію.

Слабофільтруючі ґрунти з коефіцієнтом фільтрації 0,3...5 м/доба (піски дрібні та пилюваті, лесові ґрунти) закріплюють однорозчинним способом. Через ін'єктори в ґрунт нагнічують під тиском складний розчин силікату натрію та фосфорної кислоти. Радіус закріплення цим способом 0,3...1 м, а міцність на стиск закріпленого піску досягає 0,4...0,5 МПа. В лесові ґрунти інколи нагнічують силікат натрію, а інші солі, які вступають із ним у реакцію, є в складі ґрунту.

У водонасичених пилюватих пісках, супісках, суглинках, глинах, мулах, що частіше мають коефіцієнт фільтрації менший 0,01 м/доба і вміст глинистих частинок більше 50%, може бути застосоване **електрозакріплення**. Цей спосіб базується на тому, що під дією постійного електричного струму в порах ґрунту відбувається рух води до негативного електрода - катода (явище електроосмосу) та одночасно з цим переміщення колоїдальних зважених у воді твердих частинок ґрунту до позитивного електрода - анода (явище електрофорезу). Крім того, спостерігаються явище електролізу та інші складні хімічні процеси, що спричиняють утворення кристалічних зв'язків і можуть тривати декілька років. Для обезводнення ґрунту в нього заглиблюють електроди на відстані 0,6...1,5 м один від одного. Як аноди використовують сталеві стержні, а як катоди - труби з отворами, розташованими в зоні видалення води. Витрати електроенергії для електроосушення від 2 до 40 кВт×год. Міцність ґрунту після припинення процесу електрозакріплення може збільшитись у 2 рази.

Під дією електроструму коефіцієнт фільтрації пісків збільшується в процесі осушування в 10...20 разів, а глинистих ґрунтів і мулів - до 100 разів. Ця обставина значною мірою сприяє широкому застосуванню **електрохімічного** закріплення, суть якого полягає в тому, що на місце видаленої через катод води у вивільнені пори ґрунту подають із трубчастого перфорованого анода розчин силікату натрію та хлористого кальцію.

Смолизація - різновид способу однорозчинної силікатизації ґрунтів, коли натомість рідкого скла застосовують водний розчин синтетичної (переважно карбомідної) смоли, а замість фосфорної кислоти - соляну. Розроблені технології омонолічування дрібних і пилюватих пісків із коефіцієнтом фільтрації 0,5...5,0 м/доба при вмісті глинистих частинок не більше 2%. Смолизацію можна також застосовувати в лесових просідних ґрунтах. Суміш подають у ґрунт, застосовуючи те саме устаткування, що й при силікатизації. Радіус закріплення ґрунту залежно від коефіцієнта фільтрації змінюється від 0,4 до 0,8 м. Міцність на стиск закріпленого ґрунту складає 1...5 МПа.

Бітумізацію використовують для закріплення сильно тріщинуватих скельних ґрунтів і пісків, зокрема, для зменшення або припинення фільтрації



крізь них ґрунтової води. Для цього роблять свердловини, в які нагнічують під тиском $2,5...3 \text{ МПа}$ розплавлений при температурі $200...220^{\circ}\text{C}$ бітум або холодну бітумну емульсію, які заповнюють порожнини та тріщини.

Глинизацію застосовують у пісках при невеликих швидкостях руху в них ґрунтових вод. Нагнічування чистого глинистого розчину в пори пісків сприяє випадінню в них глинистих частинок, що спричиняє замулювання ґрунту. Наслідок глинизації - зменшення фільтрації води в декілька разів.

Цементация уявляє собою заповнення порожнин, тріщин, крупних пор цементним або цементно-піщаним розчинами, які з часом утворюють тверді цементний або цементно-піщаний камені. Цей спосіб ефективний у тріщинуватих скельних, великоуламкових ґрунтах, гравелистих, крупних і середньої крупності пісках із коефіцієнтом фільтрації $80...200 \text{ м/доба}$. Не прийнятний він у дрібних пісках, глинистих ґрунтах і мулах. Для цементации застосовують цементний або цементно-піщаний розчини складу від 1:1 до 1:3. Розчин нагнічують під тиском $0,3...1 \text{ МПа}$ розчинонасосами або пневмонагнічувачами крізь попередньо заглиблені трубки-ін'єктори діаметром $19...60 \text{ мм}$, що мають у нижній частині отвори діаметром $4...6 \text{ мм}$. Радіус дії ін'єкторів такий: для тріщинуватих скельних ґрунтів - $1,2...1,5 \text{ м}$; для великоуламкових ґрунтів - $0,75...1 \text{ м}$; для пісків - $0,3...0,75 \text{ м}$. Витрати розчину складають $20...40\%$ ґрунту, що закріплюють. У результаті ґрунт набуває міцності на стиск $2...3 \text{ МПа}$.

Термічний спосіб застосовують для закріплення маловологих просідних лесових ґрунтів і пористих суглинків та глин. Суть способу полягає в перетворенні під впливом високих температур водорозчинних структурних зв'язків між частинками ґрунту у водостійкі, внаслідок чого значно підвищується несуча здатність ґрунтів і усувається здатність просідати. Випалювання ґрунтів здійснюють нагнічуванням у свердловини гарячого повітря при температурі $600...800^{\circ}\text{C}$ або спалюванням палива (природного газу, мазуту, дизельного пального, дрібного вугілля тощо) безпосередньо в свердловинах з утворенням температури $800...1000^{\circ}\text{C}$. Свердловини діаметром $10...20 \text{ см}$ розташовують за прямокутною сіткою або в шаховому порядку на відстані $2...3 \text{ м}$ одна від одної, глибина їхньої проходки від 6 до 12 м . Для зміцнення ґрунту його необхідно обпалювати $5...10 \text{ діб}$ (витрати повітря або палива складають відповідно $10...40 \text{ м}^3$ і $80...180 \text{ кг}$ на 1 м довжини свердловини). В результаті навколо свердловини утворюється стовп закріпленого ґрунту діаметром $1,5...2,5 \text{ м}$ з міцністю на стиск $1...3 \text{ МПа}$. Цей ґрунт стає таким, що не розмокає, повністю усуваються його просідні властивості, здатність набрякати та давати усадку. Однак водопроникність такого ґрунту сильно підвищується. Після обпалювання свердловину заповнюють щільно утрамбованим у ній місцевим ґрунтом.



12. ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ТА ЗВЕДЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ НА СТРУКТУРНО НЕСТІЙКИХ ҐРУНТАХ

Просідні, набрякливі та сильностисливі ґрунти, які ще називають “слабкими”, відносять до категорії ґрунтів із нестійкою структурою. Такі ґрунти під впливом певних додаткових **фізичних** (замочування, осушення, відтавання, суфозії) та **механічних** (збільшення ступеня та швидкості навантажень, динамічних впливів, переминання ґрунту) зовнішніх впливів як у період зведення будівель і споруд, так і під час їхньої експлуатації можуть суттєво змінювати свою структуру та спричиняти значні й нерівномірні вертикальні та горизонтальні деформації основи. Це може призвести до експлуатаційної непридатності споруди або й навіть до аварії. До таких ґрунтів можна віднести лесові просідні, набрякливі, мерзлі ґрунти, стрічкові глини, пухкі піски, мули, сапропелі, заторфовані ґрунти, торфи тощо.

12.1. Фундаменти на лесових просідних ґрунтах

12.1.1. Загальна характеристика просідних ґрунтів. Лесові просідні ґрунти розповсюджені майже на 60% території України, тому до проектування основ, складених такими ґрунтами слід приділяти особливу увагу. Як було зазначено в 3.2, лесовим ґрунтам притаманна здатність просідати - властивість під сумісною дією зовнішнього навантаження та власної ваги ґрунту або лише від власної ваги ґрунту при замочуванні водою або іншою рідиною зазнавати додаткову вертикальну деформацію - просідання. Такі ґрунти характеризуються відносною деформацією просідання ε_{st} , початковим тиском просідання p_{st} і початковою вологістю просідання W_{st} .

При проектуванні основ, складених лесовими просідними ґрунтами, підвищення їхньої вологості може відбуватись за двома схемами: замочуванням ґрунтів зверху із зовнішніх джерел і (або) знизу при піднятті рівня ґрунтових вод; поступовим накопиченням вологи в ґрунті внаслідок інфільтрації поверхневих вод і екранування поверхні. Іноді підвищення вологості просідних ґрунтів може відбуватись одночасно внаслідок замочування ґрунтів зверху та поступового накопичення вологи в ґрунті.

Згідно з нормами проектування основ розрахунковий стан просідних ґрунтів за вологістю може бути таким: при можливості їхнього замочування - повне водонасичення ($S_r \geq 0,8$); при неможливості їхнього замочування - установлене значення вологості W_{eg} , яке приймають рівним природній вологості W , якщо $W \geq W_p$, і вологості на межі розкочування W_p , якщо $W < W_p$.

Ґрунтові умови будівельних майданчиків, складених просідними ґрунтами, залежно від можливості виявлення просідання від власної ваги поділяють на два типи: I тип - ґрунтові умови, в яких основну частину просідання складає просідання від зовнішнього навантаження, а просідання від власної ваги

грунту відсутнє або не перевищує 5 см; II тип - ґрунтові умови, коли поряд із просіданням від зовнішнього навантаження в нижній частині просідної товщі можливе просідання від власної ваги ґрунту і його величина перевищує 5 см.

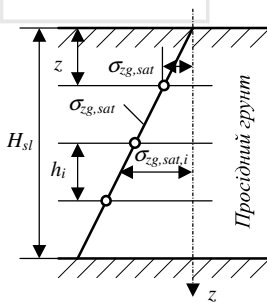
12.1.2. Оцінка деформівності просідних ґрунтів. Визначення типу ґрунтових умов за просіданням провадять із використанням матеріалів лабораторних досліджень. При цьому можливе просідання s_{sl} від власної ваги замоченого до коефіцієнта водонасичення $S_r=0,8$ ґрунту при нашаруванні лесових ґрунтів товщиною H_{sl} (рис. 12.1) обчислюють з розрахунковою схемою методу пошарового підсумовування (див. 5.2.2) у такій послідовності:

ділять просідну товщу H_{sl} на окремі елементарні шари товщиною $h_i=1...2$ м;

визначають питому вагу замоченого ґрунту $\gamma_{sat}=\rho_{sat}g$ ($g=9,81$ м/с² - прискорення вільного падіння), для чого при коефіцієнті водонасичення $S_r=0,8$ і коефіцієнті пористості e (див. формулу (1.11)) розраховують вологість замоченого ґрунту $W_{sat}=S_r e \rho_w / \rho_s$ (ρ_s - щільність твердих частинок ґрунту; $\rho_w=1$ г/см³ - густина води) і його щільність $\rho_{sat}=\rho(1+W_{sat})/(1+W)$ (W - природна вологість ґрунту);

обчислюють напруження від власної ваги замоченого ґрунту на відмітках границь елементарних шарів $\sigma_{zg,sat}=\gamma_{sat}h$ і будують епюру $\sigma_{zg,sat}$;

визначають початковий тиск просідання p_{sl} , для чого будують графік залежності відносних просідань ґрунту від тисків $\varepsilon_{sl}=f(p)$ (рис. 12.2), отриманих за результатами компресійних випробувань (див. 3.2) і наведених у завданні на проектування. За p_{sl} приймають точку перетину кривої $\varepsilon_{sl}=f(p)$ з ординатою $\varepsilon_{sl}=0,01$.



Непросідний ґрунт

Рисунок 12.1 - Схема до визначення типу ґрунтових умов за просіданням

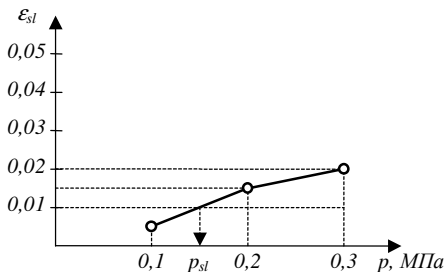


Рисунок 12.2 - Залежність $\varepsilon_{sl}=f(p)$ для визначення початкового тиску просідання p_{sl}

Якщо $\sigma_{zg,sat} < p_{sl}$, то ґрунт при цьому тиску в розглядуваному елементарному шарі вважають непросідним. Якщо $\sigma_{zg,sat} \geq p_{sl}$, то з графіка $\varepsilon_{sl}=f(p)$ визначають значення $\varepsilon_{sl,i}$, що відповідає тиску $\sigma_{zg,sat,i}$ у середині кожного елементарного шару;

обчислюють можливе просідання s_{sl} від власної ваги замоченого ґрунту при нашаруванні лесових просідних ґрунтів товщиною H_{sl} за формулою



$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n s_{sl,i} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (12.1)$$

де n - кількість елементарних шарів, на яку поділена зона просідання товщиною H_{sl} ; $\varepsilon_{sl,i}$ - відносна деформація просідання ґрунту i -го шару при дії у середині його напруження від власної ваги замоченого ґрунту $\sigma_{zg,sat,i}$; h_i - товщина i -го елементарного шару ґрунту; $k_{sl,i}$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту i -го елементарного шару основи, який у цьому випадку приймають $k_{sl,i}=1$.

Якщо просідання товщі від власної ваги замоченого ґрунту $s_{sl} \leq 5$ см, то ґрунтові умови будівельного майданчика відносяться до *I* типу за просіданням, якщо $s_{sl} > 5$ см - до *II* типу.

12.1.3. Розрахунок основ будівель і споруд на просідних ґрунтах. При будівництві об'єктів на товщах лесових просідних ґрунтів в основах крім напруження від власної ваги замоченого ґрунту $\sigma_{zg,sat}$ додатково виникає напруження від зовнішнього навантаження σ_{zp} (так званий додатковий тиск), яке змінює умови розвитку просідання. Схему для такого випадку показано на рис. 12.3.

Розрахунок основ, складених просідними ґрунтами, виконують, як правило, за другою групою граничних станів. При цьому обчислюють окремо осідання від зовнішнього навантаження s_F , виходячи з природного стану ґрунту, та його можливе просідання s_{sl} від сумісної дії власної ваги ґрунту та зовнішнього навантаження на ґрунт основи після її замочування. Сумарна величина $s = s_F + s_{sl}$, а також сумарна нерівномірність осідання основи $(\Delta s/L) = [\Delta(s_F + s_{sl})/L]$ не повинні перевищувати гранично допустимих значень, що встановлені нормами або завданням на проектування, тобто повинні задовольнятися умови

$$s = s_F + s_{sl} \leq s_u; \quad (12.2)$$

$$(\Delta s/L) = [\Delta(s_F + s_{sl})/L] \leq (\Delta s/L)_u. \quad (12.3)$$

Величину осідання основи s_F , складеної лесовими просідними ґрунтами, визначають як і для непросідних ґрунтів відповідно до їхніх деформаційних характеристик, отриманих при природній вологості, згідно з розрахунковою схемою методу пошарового підсумовування (див. 5.2.2). Значення можливого просідання основи s_{sl} обчислюють із використанням тієї самої розрахункової схеми за виразом (12.1), у якому n - кількість елементарних шарів просідної товщі основи до глибини H_{sl} (рис. 12.3); $\varepsilon_{sl,i}$ - відносна деформація просідання ґрунту i -го шару, яку визначають з графіків $\varepsilon_{sl,i} = f(p)$ при напруженні в середині його, рівному $\sigma_{zg,sat,i} + \sigma_{zp,i}$ або лише $\sigma_{zg,sat,i}$, якщо елементарні шари розташовані нижче глибини, до якої мо-

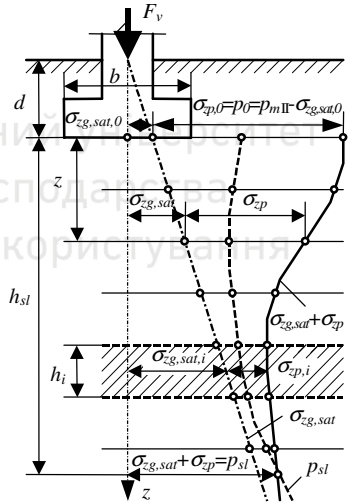


Рисунок 12.3 - Схема до розрахунку осідань основ будівель і споруд, зведених на просідних ґрунтах



можливо побудувати епюру σ_{zp} за значеннями коефіцієнтів α (див. формулу (4.27) і табл. 4.2); $k_{sl,i}$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту i -го шару основи, значення якого в цьому випадку приймають таким:

при ширині фундаментів $b \geq 12$ м для всіх шарів ґрунту в межах зони просідання - $k_{sl,i} = 1,0$;

при $b \leq 3$ м - за формулою

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p_{mII} - p_{sl,i})/p_0, \quad (12.4)$$

де p_{mII} - середній тиск по підшві фундаменту при розрахунку за другою групою граничних станів, $\kappa\Pi\text{a}$; $p_{sl,i}$ - початковий тиск просідання ґрунту i -го шару, $\kappa\Pi\text{a}$; p_0 - тиск, який приймають рівним $100 \kappa\Pi\text{a}$;

при $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ - інтерполяцією між значеннями $k_{sl,i}$, отриманими при $b = 3$ м і $b = 12$ м.

Для знаходження глибини просідної товщі H_{sl} будують епюри напружень від власної ваги замоченого ґрунту $\sigma_{zg,sat}$ і зовнішнього навантаження σ_{zp} та початкового тиску просідання p_{sl} (рис. 12.3). Межу просідної товщі приймають на глибині, де виконується умова

$$\sigma_{zg,sat} + \sigma_{zp} \leq p_{sl}, \quad (12.5)$$

тобто за межею, яка відповідає умові (12.5), норми проектування основ можливе просідання ґрунту не враховують.

У будівельних нормах є вказівки з визначення просідання ґрунту при неповному зволоженні ґрунтів та замочуванні частини основи під фундаментом. Разом із тим, досвід проектування свідчить про недосконалість цих розрахунків. У цьому зв'язку при проектуванні основ їхнє можливе просідання доцільно визначати при повному замочуванні товщі лесових просідних ґрунтів.

Для правомірності застосування для розрахунку осідань основ будівель і споруд передумов теорії лінійно деформівного середовища необхідно, щоб середній розрахунковий тиск по підшві центрально навантажених фундаментів p_{mII} від діючих навантажень не перевищував розрахункового опору ґрунту основи R , тобто щоб задовольнялась умова (8.3). При можливому замочуванні лесових просідних ґрунтів R приймають рівним:

початковому тиску просідання p_{sl} , при цьому уникає можливість просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження за рахунок зниження тиску під підшовою фундаменту;

обчислений за формулою (8.4) величині з використанням розрахункових значень міцнісних характеристик ґрунтів c_{II} і φ_{II} , визначених в умовах їхнього повного замочування.

При неможливості замочування просідних ґрунтів розрахунковий опір ґрунту основи R визначають за формулою (8.4) із використанням міцнісних характеристик цих ґрунтів при усталеній вологості.

Попередні розміри фундаментів будівель і споруд, що зводяться на лесових просідних ґрунтах, визначають, виходячи з умовного розрахункового



опору відповідного просідного ґрунту R_0 , яке знаходять згідно з нормами проектування залежно від характеру будови ґрунту (природної будови або ущільненого) у сухому стані.

12.1.4. Особливості влаштування фундаментів на просідних ґрунтах.

Якщо умови (12.2) і (12.3) не виконуються, тобто $s > s_u$ і $(\Delta s/L) > (\Delta s/L)_u$, необхідно усунути просідні властивості ґрунту або суттєво їх зменшити, щоб ці умови задовольнити. Вибір способів зменшення просідання або його уникнення залежить від типу ґрунтових умов.

При I типі ґрунтових умов за просіданням і потужності лесових ґрунтів до 5 м для ліквідації просідних властивостей можна застосувати:

в малоповерхових будівлях зниження тиску по підшві фундаменту p_m II до значень, які б не перевищували на будь-якій глибині значення початкового тиску просідання p_{sl} ;

ущільнення ґрунтів важкими трамбівками (рис. 12.4,а). Зважаючи на те, що глибина закладання фундаменту складає 1,5...2 м, то просідний шар ґрунту товщиною 3...4 м можна ущільнити трамбівками вагою 50...100 кН і більше після доведення його вологості до оптимальної величини;

улаштування ущільнених подушок із місцевого ґрунту, якщо неможливо ущільнити просідний ґрунт на необхідну глибину. Подушку роблять над шаром ґрунту, ущільненого важкими трамбівками або будь-яким іншим способом (рис. 12.4,б);

улаштування коротких набивних паль або застосування пірамідальних паль; улаштування набивних фундаментів у витрамбованих котлованах (див. рис. 11.3);

забивання залізобетонних паль із прорізанням усієї просідної товщі та передачею тиску на підстеляючі непросідні ґрунти (рис. 12.4,в).

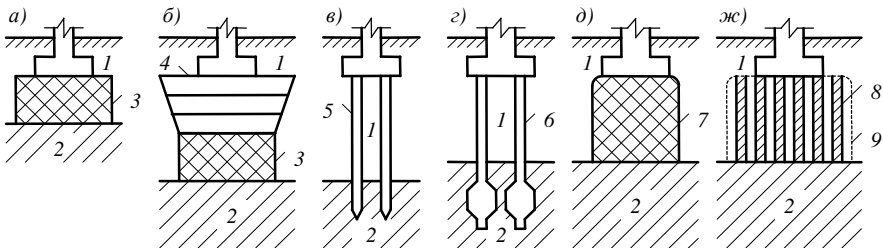


Рисунок 12.4 - Способи ліквідації просідання основ:

а, б, в - ґрунтові умови I типу за просіданням; г, д, жс - ґрунтові умови II типу; 1 - просідний ґрунт; 2 - непросідний ґрунт; 3 - ґрунт, ущільнений важкими трамбівками; 4 - подушка з шарово ущільненого ґрунту; 5 - забивні залізобетонні пальі, 6 - буронабивні пальі з розширеною п'ятою; 7 - зона закріплення; 8 - ґрунтові пальі; 9 - зона ущільнення

Якщо будівництво передбачається в ґрунтових умовах II типу за просіданням можливе використання таких способів:



прорізання всієї просідної товщі забивними залізобетонними палями (рис. 12.4,в);

улаштування буронабивних паль із розширеною п'ятою (рис. 12.4,г);

закріплення просідного ґрунту (рис. 12.4,д);

ущільнення ґрунтовими палями (рис. 12.4,ж);

ущільнення ґрунту важкими трамбівками вагою понад 100 кН (12.4,а) або в сполученні з ґрунтовою подушкою (12.4,б);

ущільнення ґрунту попереднім замочуванням або вибухами.

Усі зазначені вище способи ліквідації або зменшення просідних властивостей ґрунтів пов'язані зі значними матеріальними та фінансовими витратами, а тому в окремих випадках їх можна уникнути при будівництві відносно легких будівель, які не мають розгалуженого водного господарства. В цьому випадку треба не допускати замочування ґрунту в основі дощовими, господарськими, промисловими водами тощо.

При ущільненні або закріпленні просідних ґрунтів будь-яким із розглянутих методів значення розрахункового опору ґрунту основи R визначають за формулою (8.4) із використанням розрахункових значень міцнісних характеристик ґрунтів c_{II} і ϕ_{II} , отриманих для ущільнених або закріплених до заданої щільності та міцності ґрунтів у водонасиченому стані.

При повному усуненні просідних властивостей ґрунтів ущільненням або закріпленням необхідно забезпечити, щоб сумарний тиск на покрівлю підстеляючого неущільненого або незакріпленого шару просідного ґрунту не перевищував початкового тиску просідання p_{sl} цього шару, тобто $\sigma_{zg,sat} + \sigma_{zp} \leq p_{sl}$. У цьому випадку розрахунковий опір R_c ущільненого або закріпленого ґрунту за умови уникнення просідання підстеляючого шару визначають за формулою

$$R_c = (p_{sl} - \sigma_{zg,sat} + \alpha \sigma_{zg,sat,0}) / \alpha, \quad (12.6)$$

де $\sigma_{zg,sat}$ і $\sigma_{zg,sat,0}$ - напруження від власної ваги замоченого ґрунту відповідно на покрівлі підстеляючого неущільненого або незакріпленого шару просідного ґрунту та на відмітці закладання фундаменту; α - коефіцієнт розсіювання додаткового тиску від зовнішнього навантаження на покрівлі неущільненого або незакріпленого шару.

12.1.5. Конструктивні рішення при збереженні в основі просідних ґрунтів. Для попередження попадання в ґрунт дощової води повинні бути виконані відповідні вимоги до планування території забудови. Треба намагатись зберегти природний рельєф місцевості та дерновий покрив. Для відведення дощових вод із території забудови використовують кювети, канали або мережу ливньової каналізації. Особливу увагу треба приділяти відведенню води за межі раніше відритих котлованів. У цьому випадку ретельно ущільнюють зворотне засипання за оптимальної вологості ґрунту та влаштовують водонепроникне вимощення, із якого воду відводять за допомогою лотків у кювети або каналізацію.

Напірні трубопроводи водогонів і теплофікації виконують із сталевих труб, які допускають викривлення при випадкових місцевих просіданнях ґру-

нту. Під трубопроводами необхідно передбачати водонепроникні лотки, які відводять воду в каналізаційні мережі.

12.1.6. Особливості проектування пальових фундаментів у просідних грунтах. Пальові фундаменти в просідних грунтах проектують так, щоб кінці паль досягали шарів ґрунту, що не мають просідних властивостей (скельних ґрунтів, пісків щільних та середньої щільності, глинистих ґрунтів твердої та напівтвердої консистенції).

Тут слід враховувати, що після замочування лесового просідного ґрунту сили тертя по поверхні фундаменту можуть різко зменшуватись, а тому розрахунковий опір по боковій поверхні палі в межах просідної товщі визначають за показником текучості I_L , який обчислюють у передбаченні можливості випадкового повного замочування ґрунту до коефіцієнта водонасичення $S_r=0,9$ за формулою

$$I_L = \frac{0,9e\rho_w/\rho_s - W_p}{W_L - W_p} \geq 0,4. \quad (12.7)$$

При цьому для ґрунтів *I* типу умов за просіданням розрахунковий опір по боковій поверхні палі f_i приймають позитивним, а для ґрунтів *II* типу - із знаком “мінус”, тобто, беручи до уваги можливість виникнення так званого негативного (від’ємного) тертя.

Несучу здатність палі в ґрунтових умовах *II* типу визначають з умови

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c P_n, \quad (12.8)$$

де N - розрахункове навантаження, kH , на одну палю; F_d - несуча здатність палі, kH ; γ_k - те саме, що у формулі (9.1); γ_c - коефіцієнт умов роботи, значення якого залежить від можливого просідання ґрунту s_{st} : при $s_{st} \leq 5$ см $\gamma_c=0$, при $s_{st} \geq 2s_{st}$ $\gamma_c=0,8$, для проміжних значень s_{st} γ_c визначають інтерполяцією; P_n - негативна (від’ємна) сила тертя, kH , яку визначають згідно з будівельними нормами з проектування пальових фундаментів залежно від товщини шару просідного лесового ґрунту, його вологості, розмірів палі та розрахункового опору ґрунту зсуву.

Для зменшення або й повного уникнення впливу сил негативного тертя по боковій поверхні в практиці фундаментобудування застосовують антифрикційні покриття паль, нанесені на частину їхнього ствола, що знаходиться в межах просідної товщі, та інші заходи.

12.2. Фундаменти на набрякливих грунтах

12.2.1. Загальна характеристика набрякливих ґрунтів. У п. 3.3 зазначали про окремі глинисті ґрунти, які, знаходячись у напруженому стані від дії зовнішнього навантаження та власної ваги або лише від власної ваги, при збільшенні вологості збільшують свій об’єм, тобто набрякають, а при зменшенні вологості - їхній об’єм зменшується, тобто вони піддаються усадці. Ці ґрунти широко розповсюджені на півдні території України (в Одеській області, у західній частині Кримського півострова). Набрякливі ґрунти характеризують-



ся початковим тиском набрякання p_{sw} , початковою вологістю набрякання W_{sw} , відносною деформацією набрякання ε_{sw} і відносною деформацією лінійної усадки при висиханні ε_{sh} .

При проектуванні основ, складених набрякливими ґрунтами, належить враховувати такі можливі обставини:

набрякання ґрунтів унаслідок підняття рівня ґрунтових вод або інфільтрації - замочуванні ґрунтів виробничими або поверхневими водами;

набрякання внаслідок накопичення вологи під будівлями й спорудами в обмеженій по глибині зоні через порушення природних умов випаровування під час будівництва та асфальтування територій (екранування поверхні);

набрякання та усадки ґрунту у верхніх шарах аерації внаслідок зміни водно-теплового режиму (сезонні кліматичні фактори);

усадка під час висихання ґрунту від дії теплових джерел.

12.2.2. Розрахунок основ будівель і споруд на набрякливих ґрунтах.

Основи будівель і споруд на набрякливих ґрунтах розраховують за II групою граничних станів - за деформаціями, як звичайні ґрунти, а при необхідності і за I групою - за несучою здатністю. За характеристиками ґрунту в природному стані визначають розрахунковий опір ґрунту основи R , по якому обчислюють розміри підошви фундаменту.

При визначенні деформацій основи підсумовують осідання її від зовнішнього навантаження s_F , яке визначають як для звичайних ґрунтів відповідно до їхніх деформаційних характеристик, отриманих за природної вологості, та можливе осідання від зменшення вологості набрякливого ґрунту (при усадці) s_{sh} . Сумарна величина $s = s_F + s_{sh}$, а також сумарна нерівномірність осідання основи $(\Delta s/L) = [\Delta(s_F + s_{sh})/L]$ не повинні перевищувати встановлених будівельними нормами або завданням на проектування гранично допустимих значень, тобто розрахунок виконують, виходячи з умов

$$s = s_F + s_{sh} \leq s_u; \quad (12.9)$$

$$(\Delta s/L) = [\Delta(s_F + s_{sh})/L] \leq (\Delta s/L)_u. \quad (12.10)$$

Осідання основ від зовнішнього навантаження, а також додаткові деформації (підняття або осідання), що виникають внаслідок набрякання або усадки ґрунту обчислюють згідно з розрахунковою схемою методу пошарового підсумовування (див. 5.2.2).

Підняття основи при набряканні ґрунту у випадку його замочування визначають за формулою

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n h_{sw,i} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i}, \quad (12.11)$$

де n - кількість елементарних шарів ґрунту в межах зони набрякання H_{sw} ; $\varepsilon_{sw,i}$ - відносна деформація набрякання ґрунту i -го елементарного шару; h_i - товщина i -го шару ґрунту; $k_{sw,i}$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту i -го шару, який приймають рівним 0,8 при $\sigma_{z,tot,i} = 0,05$ МПа; 0,6 - при $\sigma_{z,tot,i} = 0,3$ МПа; при проміжних значеннях $\sigma_{z,tot,i}$ - інтерполяцією; $\sigma_{z,tot,i}$ - сумарне вертикальне напруження в середині i -го елементарного шару ґрунту (рис. 12.5), яке дорівнює



$$\sigma_{z,tot,i} = \sigma_{zg,i} + \sigma_{zp,i} + \sigma_{z,ad,i} \quad (12.12)$$

тут $\sigma_{z,ad,i}$ - додатковий тиск, що діє в середині i -го елементарного шару ґрунту та виникає внаслідок впливу ваги незволженої частини ґрунтового масиву за межами площі замочування (у більшості випадків приймають $\sigma_{z,ad,i}=0$); $\sigma_{zg,i}$ і $\sigma_{zp,i}$ - те ж саме, що у формулі (12.5).

Осідання основи внаслідок висихання (усадки) ґрунту можна знайти за формулою

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n s_{sh,i} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} h_i k_{sh,i} \quad (12.13)$$

де n - кількість елементарних шарів ґрунту в межах зони усадки H_{sh} ; $\varepsilon_{sh,i}$ - відносна деформація усадки ґрунту i -го елементарного шару; h_i - товщина i -го шару ґрунту; $k_{sh,i}$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту при усадці, який приймають рівним 1,3.

Нижня границя зони набрякання H_{sw} знаходиться з таких умов (рис. 12.5): при інфільтрації води - горизонтом ґрунту, де $\sigma_{z,tot} = p_{sw}$ (методика

визначення початкового тиску набрякання p_{sw} наведена у 3.3); при екрануванні поверхні та зміні водно-теплогового режиму - дослідним шляхом, а за відсутністю експериментальних даних - рівною $H_{sw}=5$ м. Значення нижньої межі усадки ґрунту H_{sh} також визначають дослідним шляхом, а при неможливості проведення дослідів - приймають рівною $H_{sh}=5$ м.

12.2.3. Особливості влаштування фундаментів на набрякливих ґрунтах. При розрахункових деформаціях основи, складеної набрякливими ґрунтами, більше граничних значень або недостатній несучій здатності основи передбачають такі заходи:

водозахисні (захист від місцевого замочування поверхневою водою; планування території; організоване водовідведення з покрівель; якісне вимощення; улаштування дренажу та ін.);

попереднє замочування основи в межах усієї товщі набрякливого ґрунту або її частини;

конструктивні (підвищення гнучкості та стійкості будівель і споруд шляхом розділення їх на відсіки осадочними швами; улаштування замкнених залізобетонних поясів тощо);

повна або часткова заміна шару набрякливого ґрунту ненабрякливим (улаштування компенсуючих піщаних подушок; заміна ґрунту іншими місцевими ґрунтами, які не набрякають, з доведенням їх до заданої щільності та ін.);

повне або часткове прорізання фундаментами шару набрякливого ґрунту (застосування паль; використання анкеруючих паль; збільшення глибини закладання фундаментів тощо).

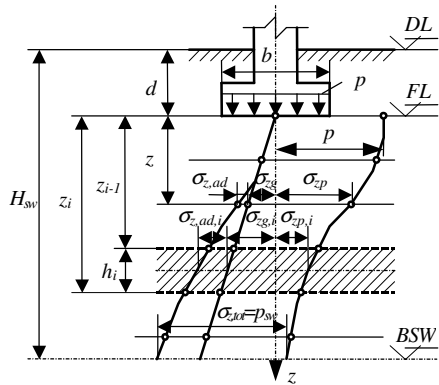


Рисунок 12.5 - Схема до розрахунку підняття основи при набряканні



12.3. Фундаменти в умовах сезонного промерзання ґрунту

Залежно від складу частина ґрунтів у вологому стані здатна при замерзанні збільшуватись у об'ємі, внаслідок чого спостерігається їхнє здимання. До таких ґрунтів можна віднести піски дрібні та пилюваті, суглинки та глини, а також деякі великоуламкові ґрунти, що містять у собі понад 30% частинок, менше 0,1 мм, та промерзають в умовах зволоження (див. 1.4.2, табл. 1.10).

Процес промерзання та здимання ґрунту можна уявити так (рис. 12.6, а, б). Спочатку відбувається випаровування деякої кількості вологи з поверхні та усадка скелету з одночасним збільшенням об'єму води та повітря в порах. Поступово об'єм води зростає, вона переходить у твердий стан (утворюється лід), цим самим створюючи умови для міграції вологи в зону промерзання. Подальше зниження температури призводить до повільного об'ємного розширення льоду, а разом із ним до морозного здимання вгору. Найбільш інтенсивна міграція води вверх спостерігається в ґрунтах із великим умістом пилюватих частинок розміром 0,05...0,005 мм (супіски, суглинки, пилюваті піски).

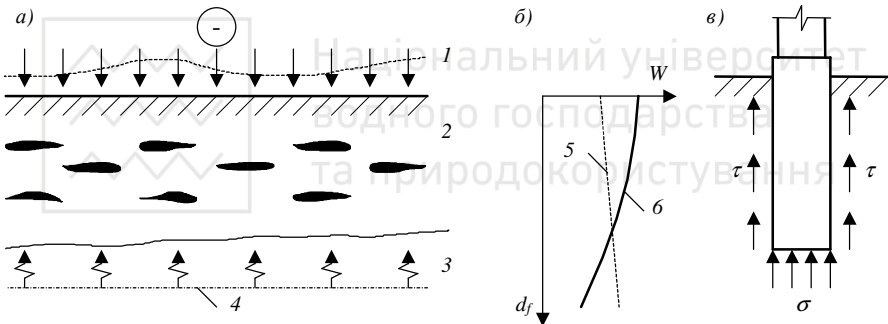


Рисунок 12.6 - Процес міграції води в замерзаючому ґрунті та сили здимання, що діють на фундамент:

а - геологічна будова ділянки; б - зміна вологості ґрунту залежно від глибини зони промерзання; в - сили здимання; 1 - рівень морозного здимання; 2 - зона промерзання; 3 - фронт промерзання; 4 - рівень ґрунтових вод; 5 - мінливість вологості до промерзання; 6 - мінливість вологості після промерзання; d_f - глибина зони промерзання ґрунту; σ і τ - відповідно нормальні та дотичні напруження

Під час промерзання на контактах між ґрунтом і фундаментом виникають напруження здимання, під дією яких фундаменти можуть підніматись і нерівномірно деформуватись (рис. 12.6, в).

На підставі дослідів установлено, що здимання ґрунту можливе, коли його природна вологість перевищує початкову. Для глинистих ґрунтів її можна встановити за формулою

$$W \geq W_p$$

або



$$W \geq 0,92 \frac{(\rho_s - \rho_d) \rho_w}{\rho_s \rho_d}, \quad (12.14)$$

де W і W_p - вологість ґрунту відповідно в природному стані та на межі розкочування; ρ_s і ρ_d - щільність відповідно твердих частинок ґрунту та сухого ґрунту, г/см^3 ; ρ_w - густина води, г/см^3 .

У комплексі перевірок при проектуванні фундаментів, зведених на здимальних ґрунтах, основними слід вважати розрахунки основ і фундаментів за стійкістю та міцністю на дію сил морозного здимання (за першою групою граничних станів) і за деформаціями промерзаючих морозонебезпечних ґрунтів (за другою групою граничних станів).

Стійкість фундаментів на дію дотичних сил здимання (рис. 12.7) перевіряють за формулою

$$\tau_{fn} A_{fn} - F \leq \gamma_c F_{rf} / \gamma_n, \quad (12.15)$$

де τ_{fn} - розрахункова питома дотична сила морозного здимання, що залежить від виду ґрунту та товщини задіяного шару (приймають за дослідними даними або згідно з нормами проектування основ і фундаментів, знаходиться в межах $\tau_{fn}=40 \dots 110 \text{ кПа}$); A_{fn} - площа бокової поверхні фундаменту, м^2 , що знаходиться в межах розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунту d_f ; F - розрахункове постійне навантаження на фундамент, кН , яке обчислюють при значенні коефіцієнта надійності за навантаженням $\gamma_f=0,9$; γ_c - коефіцієнт умов роботи, $\gamma_c=1$; γ_n - коефіцієнт надійності за ґрунтом, $\gamma_n=1,1$; F_{rf} - розрахункове значення сили, кН , що утримує фундамент від здимання за рахунок сил тертя його бокової поверхні з ґрунтом, що розтанув і розташований нижче розрахункової глибини промерзання

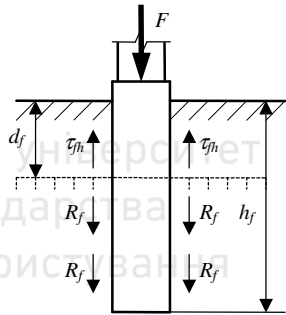


Рисунок 12.7 - Схема дії на фундамент сил при промерзанні ґрунту

$$F_{rf} = \sum_{i=1}^n R_{fi} A_{fi}, \quad (12.16)$$

тут n - кількість елементарних шарів, на яку розбивають масив ґрунту нижче розрахункової глибини його промерзання; R_{fi} - розрахунковий опір ґрунту, що розтанув, зсуву по боковій поверхні фундаменту в i -му шарі, визначають відповідно до норм з проектування пальових фундаментів (орієнтовно можна приймати $R_{fi}=200 \text{ кПа}$ для глинистого ґрунту та $R_{fi}=300 \text{ кПа}$ - для піску); A_{fi} - площа бокової поверхні фундаменту (поверхні зсуву), м^2 , в межах i -го шару ґрунту нижче розрахункової глибини його промерзання.

Розрахунок на міцність усіх типів фундаментів із вертикальними гранями при дії дотичних сил морозного здимання виконують відповідно до будівельних норм із проектування основ і фундаментів на вічномерзлих ґрунтах за формулою

$$\tau_{fn} A_{fn} - F \leq F_{fn}, \quad (12.17)$$

де F_{fn} - розрахункове зусилля, що розриває фундамент, кН ; τ_{fn} , A_{fn} , F - позначення ті самі, що у формулі (12.15).

Розрахунок основ за допустимими деформаціями будівель і споруд від морозного здимання ґрунтів основи виконують з умов:



$$h_{fp} \leq s_u; \quad (12.18)$$

$$\left(\Delta h_{fp} / L \right) \leq \left(\Delta s / L \right)_u, \quad (12.19)$$

де h_{fp} - розрахункове вертикальне переміщення (деформація) від дії сил здимання промерзаючого ґрунту під підшвою фундаменту; $(\Delta h_{fp}/L)$ - розрахункова відносна нерівномірність здимання ґрунту, яку визначають відповідно до рекомендацій з проектування фундаментів на здимальних ґрунтах; s_u і $(\Delta s/L)_u$ - гранично допустимі відповідно вертикальне переміщення (деформація) основи та деформація основи при нерівномірному здиманні ґрунту, які визначають згідно з будівельними нормами з проектування основ і фундаментів на вічномерзлих ґрунтах.

При зведенні фундаментів в умовах сезонного промерзання ґрунту необхідно передбачити такі заходи:

інженерно-меліоративні (поверхневе водовідведення; планування території, захист основ від зволоження; ретельне ущільнення ґрунту зворотного засипання; влаштування глиняних замків тощо);

конструктивні (правильне визначення глибини закладання фундаментів; зменшення поверхні змерзання шляхом застосування пальових фундаментів із розширеною нижньою частиною; заміна ґрунту, схильного до здимання, нижче підшви фундаменту або ростверка);

термічні або хімічні (утеплення ґрунту; покриття бокової поверхні фундаментів бітумом або полімерною плівкою; просякання фундаменту водовідштовхуючими речовинами; зниження температури замерзання ґрунту шляхом застосування відповідних хімічних речовин).

12.4. Фундаменти на сильностисливих ґрунтах

До сильностисливих ґрунтів відносять стрічкові озерно-льодовикові глини, пухкі піски, мули, сапропелі (прісноводні мули), торфи (відкриті та поховальні), заторфовані ґрунти та ін. Характерною ознакою всіх цих ґрунтів є висока вологість (коефіцієнт водонасичення $S_r \geq 0,8$), надмірна стисливість і низька міцність. Усім їм притаманні повільні протікання осідань у часі, мінливість та анізотропія міцнісних, деформаційних, фільтраційних і реологічних характеристик; значна тиксотропність при дії динамічних навантажень.

Стрічкові озерно-льодовикові глинисті відклади у непорушеному стані можуть бути достатньо надійною природною основою, оскільки допускають зведення будівель і споруд із розрахунковим тиском по підшві фундаментів до $0,2 \dots 0,25 \text{ МПа}$. Однак через свої особливості (див. 3.5) при виконанні робіт з улаштування основ і фундаментів стрічкові глини вимагають ретельного збереження їхньої природної структури, застосування водопониження, усунення будь-яких динамічних впливів.

Незважаючи на значну стисливість, низьку структурну міцність, чутливість до порушення природної структури, природними основами можуть бути мули та сапропелі (див. 3.6). Разом із тим, при розроблюванні в таких ґрунтах котлованів необхідно застосовувати спеціальні заходи для збережен-



ня їхньої природної структури, а зводити фундаменти можна, попередньо обравши відповідні інтенсивність навантаження та темп будівництва, необхідні для затухання фільтраційних осідань.

Унаслідок великої деформівності, низької міцності та підвищеної агресивності по відношенню до матеріалів підземних частин будівель і споруд улаштування фундаментів у сильнозоторфованих ґрунтах і торфах (див. 3.7) як на природній основі не допускається незалежно від товщини шару таких ґрунтів та розрахункової деформації основи. Ґрунти з меншим ступенем заторфованості, залежно від глибини їхнього залягання, товщини шарів і властивостей цих ґрунтів, а також від конструктивних особливостей будівлі або споруди можна використовувати як природні основи після застосування спеціальних заходів із забезпечення нормальної експлуатації споруд.

При проектуванні фундаментів на сильностисливих ґрунтах необхідно передбачати:

- збереження природного стану таких ґрунтів, не допускати порушення їхньої структури;

- не допускати збільшення навантаження на фундамент у процесі експлуатації будівель і споруд;

- збереження однакового рівня ґрунтових вод;

- не допускати динамічних, імпульсних впливів;

- урахування структурної міцності ґрунту;

- повільне та поступове навантаження одночасно на всій площі забудови;

- зменшення нерівномірного осідання фундаментів;

- застосування конструктивних схем будівель, нечутливих до нерівномірного осідань.

До заходів із покращання фізико-механічних характеристик сильностисливих ґрунтів можна віднести:

- використання ущільнення або закріплення ґрунтів (ущільнення тимчасовим або постійним навантаженням шаром насипного ґрунту з фільтруючим шаром або одночасним улаштуванням штучних дренажів; електрохімічне закріплення тощо);

- повне або часткове прорізання шару сильностисливого ґрунту фундаментами з підвищеною глибиною закладання (улаштування пальових фундаментів, фундаментів типу “стіна в ґрунті” та ін.);

- повну або часткову заміну сильностисливого ґрунту (улаштування ґрунтових подушок із щебеню, гравію, крупно- та середньозернистого пісків, гравійно-піщаної суміші тощо);

- конструктивні заходи (проектування будівель і споруд простого окреслення в плані та однакової висоти; передбачення більших по висоті отворів у місцях прокладання трубопроводів; використання монолітних залізобетонних перехресних фундаментів або суцільних залізобетонних плит; улаштування фундаментів на такій глибині, щоб вага будівлі або споруди була близька до



ваги відкопаного ґрунту (так званий “плаваючий фундамент”); улаштування суцільних армованих швів і замкнених залізобетонних поясів у всіх несучих стінах та ін.).

З усіх наведених заходів найбільш ефективними є рішення, пов’язані з повним прорізанням сильностисливих ґрунтів або їхньою повною заміною в основах фундаментів будівель і споруд.

13. ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ ТА ЗВЕДЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ ПРИ ДІЇ ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

13.1. Фундаменти в сейсмічних районах

Сейсмічними явищами (землетрусами) називають струскowo-коливальні рухи земної кори, що спричиняються тектонічними, вулканічними та денудаційними процесами. Тектонічні процеси проявляються при тектонічних зрушеннях земної кори, вулканічні залежать від діяльності вулканів, денудаційні пов’язані з карстовими провалюваннями, гірськими обвалами, вибухами в ґрунті, а також із динамікою, зумовленою виконанням робіт. Від центрів землетрусів – *гіпоцентрів* –, що зазвичай знаходяться на глибині 10...700 км, у всіх напрямках розповсюджуються пружні сейсмічні хвилі поздовжні (хвилі стиску й розтягу) та поперечні (хвилі зсуву), тобто коли коливання частинок середовища здійснюються відповідно в напрямку сейсмічного променя та йому перпендикулярному напрямку. Коливання основ, у свою чергу, спричиняє коливання будівель і споруд та появу сил інерції. Ці коливання та сили інерції мають назву *сейсмічні впливи*. Унаслідок таких впливів конструкції будівель і споруд піддаються деформаціям, частковому й навіть повному руйнуванню.

Досвід будівництва свідчить, що руйнівні наслідки сейсмічних впливів залежать від виду та стану ґрунтів основи. Тому будівельні норми з проектування будівель і споруд у сейсмічних районах поділяють ґрунти *за сейсмічними властивостями* на три *категорії*, до яких відносять:

I – скельні ґрунти невивітрілі та слабовивітрілі; великоуламкові ґрунти щільні малого ступеня водонасичення; вивітрілі та сильновивітрілі скельні та нескельні вічномерзлі ґрунти при температурі -2°C і нижче, що зберігаються в мерзлому стані при зведенні та експлуатації будівель і споруд;

II – скельні ґрунти вивітрілі та сильновивітрілі, великоуламкові ґрунти середньої щільності та пухкі, середнього ступеня водонасичення та насичені водою; піски гравелісті, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності, малого та середнього ступенів водонасичення; піски дрібні та пилуваті, щільні та середньої щільності, малого ступеня водонасичення; глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$ із коефіцієнтом пористості $e < 0,9$ для глини та суглинків і $e < 0,7$ для супісків; нескельні вічномерзлі ґрунти при тем-



пературі вище -2°C , що зберігаються в мерзлому стані при зведенні та експлуатації будівель і споруд;

III - піски пухкі незалежно від крупності та ступеня водонасичення; піски гравелісті, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності, насичені водою; піски дрібні та пилюваті, щільні та середньої щільності, середнього ступеня водонасичення та насичені водою; глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,5$; глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$ із коефіцієнтом пористості $e \geq 0,9$ для глин та суглинків і $e \geq 0,7$ для супісків, а також нескельні вічномерзлі ґрунти при температурі вище -2°C , що зберігаються в мерзлому стані при зведенні та експлуатації будівель і споруд; нескельні вічномерзлі ґрунти, в яких допускається відтавання.

Сейсмічні впливи враховують у розрахунках основ і фундаментів при розрахунковій сейсмічній активності 7 і більше балів, що оцінюються будівельними нормами з проектування будівель і споруд у сейсмічних районах. Розрахунок ведуть за першою групою граничних станів - за несучою здатністю на особливе сполучення навантажень, які визначають відповідно до вимог будівельних норм із навантажень і впливів. Такий розрахунок виконують для забезпечення міцності основ, складених скельними ґрунтами, і стійкості основ, складених дисперсними ґрунтами, а також запобігання зсуву фундаменту по підшві та його перекидання. Виконання цих умов передбачає збереження будівельних конструкцій, вихід із ладу яких загрожує обвалу будівлі або споруди чи їхніх окремих частин. Тут допускаються пошкодження елементів конструкцій, що не загрожують безпеці людей або збереженню цінного обладнання. Деформації основи (абсолютні та нерівномірні осідання, крени) можуть перевищувати значення, допустимі при основному сполученні навантажень, і тому при особливому сполученні навантажень з урахуванням сейсмічних впливів розрахунок не підлягають.

Попередні розміри фундаментів, як правило, виконують розрахунком основ за деформаціями на основне сполучення навантажень, тобто без урахування сейсмічних впливів. Далі розрахунок ведуть за несучою здатністю.

Розрахунок основи за несучою здатністю виконують на дію вертикальної складової позacentрового навантаження, що передається фундаменту, виходячи з умови

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n, \quad (13.1)$$

де N_a - вертикальна складова розрахункового позacentрового навантаження в особливому сполученні; $N_{u,eq}$ - вертикальна складова сили граничного опору основи при сейсмічних впливах; $\gamma_{c,eq}$ - сейсмічний коефіцієнт умов роботи, що приймають рівним 1,0; 0,8 і 0,6 відповідно для ґрунтів I, II і III категорій за сейсмічними властивостями; γ_n - коефіцієнт надійності, який призначають залежно від ступеня відповідальності будівлі або споруди, $\gamma_n = 1, 1,1, 1,25$ (див. 7.7).

Несучу здатність (міцність) основ із скельних ґрунтів визначають на позacentрову дію вертикальної складової навантаження. Нахил рівнодіючої сил, прикладених до основи при особливому сполученні навантажень, можна не

враховувати за умови виконання розрахунків фундаменту на зсув по підшві та проти перекидання. Вертикальну складову сили граничного опору основи $N_{u,eq}$, кН, складеної скельними ґрунтами, незалежно від глибини закладання фундаменту обчислюють за формулою (8.49).

При розрахунку несучої здатності (стійкості) основ, складених дисперсними ґрунтами, враховують можливість утворення в ґрунті поверхні ковзання, при цьому співвідношення між нормальними та дотичними напруженнями по всій поверхні ковзання повинно відповідати граничному стану ґрунту й характеризуватись розрахунковими значеннями кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення (див. формулу (8.24)). Вертикальну складову сили граничного опору основи визначають за схемою однобічного зсуву з урахуванням сейсмічних впливів на напружений стан ґрунту. Ординати епюри граничного тиску по краях підшви фундаменту (рис. 13.1) визначають за формулами

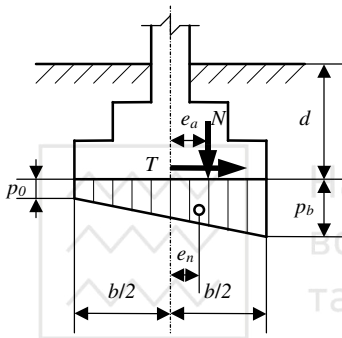


Рисунок 13.1 - Епюра граничного тиску по підшві фундаменту при сейсмічному діянні

тів (при неоднаковому вертикальному привантаженні з різних боків фундаменту приймають значення d із боку найменшого привантаження, наприклад, із боку підвалу); b - ширина підшви фундаменту; c_1 - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту; k_{eq} - коефіцієнт, значення якого приймають рівним 0,1 при розрахунковій сейсмічності 7 балів; 0,2 - при 8 балах; 0,4 - при 9 балах.

Ексцентриситети розрахункового навантаження e_a та епюри граничного тиску e_n обчислюють за виразами

$$e_a = M_a / N_a; \quad (13.4)$$

$$e_n = \frac{b}{6} \frac{p_b - p_0}{p_b + p_0}, \quad (13.5)$$

де N_a і M_a - відповідно вертикальна складова розрахункового навантаження та згинальний момент, які приведено до рівня підшви фундаменту при особливому сполученні навантажень.

Залежно від співвідношення e_a і e_n вертикальну складову сили граничного опору основи приймають такою:



$$N_{u,eq} = \frac{I}{2} bl(p_0 + p_b); \quad (13.6)$$

при $e_a > e_n$

$$N_{u,eq} = \frac{blp_b}{I + 6e_a/b}. \quad (13.7)$$

При розрахунку сейсмостійкості стрічкових фундаментів навантаження та граничний опір у формулі (13.1) визначають на одиницю його довжини ($l=1$).

При розрахунку основ і фундаментів на особливе сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних впливів допускається неповне обпирання підшви фундаменту на ґрунт (частковий відрив), якщо виконані такі умови:

ексцентриситет розрахункового навантаження не перевищує однієї третини ширини підшви фундаменту в площині перекидного моменту

$$e_a \leq b/3; \quad (13.8)$$

сила граничного опору основи визначається для умовного фундаменту, розмір підшви b_c якого в напрямку дії моменту дорівнює розміру зони стиску під підшовою фундаменту (при $e_a \geq b/6$)

$$b_c = 3(b/2 - e_a); \quad (13.9)$$

максимальне розрахункове напруження під краєм підшви фундаменту σ_{max} , обчислене з урахуванням неповного обпирання фундаменту на ґрунт, не перевищує крайової ординати епюри граничного тиску

$$\sigma_{max} = \frac{2N_a}{3l(b/2 - e_a)} \leq p_b, \quad (13.10)$$

де p_b - визначають за формулою (13.3), але для фундаменту, що має умовну ширину b_c .

При одночасній дії на фундамент сукупності сил і моментів у взаємно перпендикулярних вертикальних площинах розрахунок несучої здатності основи на особливе сполучення навантажень виконують окремо на дію сил у кожному напрямку незалежно один від одного.

Горизонтальну складову навантажень ураховують лише при перевірці стійкості будівель і споруд проти перекидання та зсуву. Перевірка на зсув по підшві обов'язкова при наявності тривало діючих горизонтальних навантажень в основному сполученні. В цьому випадку враховують тертя підшви фундаменту об ґрунт, виходячи з умови (8.40), а коефіцієнт надійності $\gamma_{c,eq}$, що являє собою відношення утримуючих і зсувних сил, приймають не менше 1,5.

Проектування основ і фундаментів у сейсмічних районах базується на таких основних принципах:

вибір сприятливих у сейсмічному відношенні будівельних майданчиків (найкращими ґрунтами несучого шару вважають ґрунти I і II категорій за сейсмічністю; для ґрунтів III категорії рекомендується проводити спеціальні заходи з улаштування надійної основи, в тому числі водопониження та штуч-

не покращання ґрунтів - ущільнення, хімічне закріплення та ін.);

призначення відміток закладання фундаментів (закладати фундаменти слід на одній глибині; в будівлях і спорудах підвищеної поверховості для пониження загального центра ваги глибину закладання бажано збільшувати улаштуванням підвальних поверхів тощо);

застосування жорстких і міцних фундаментів (монолітних залізобетонних фундаментів у вигляді перехрещених стрічок і суцільних плит із підсиленням армуванням; збірних залізобетонних стрічкових фундаментів із підсиленнями арматурними сітками спряженнями стін підвалів, а при необхідності й усіма горизонтальними швами; стовпчастих фундаментів, з'єднаних монолітними фундаментними балками; фундаментів на палях, жорстко зв'язаних між собою монолітним ростверком і кінці яких опираються на міцні (малостисливі) ґрунти та ін.);

використання особливих видів фундаментів, що знижують дію інерційних сил на надземну частину будівлі або споруди (підвісні фундаменти, фундаменти з котковим обпиранням, фундаменти з гасильниками коливань, фундаменти із сейсмоізоляційними ковзними поясами і т. д.);

зниження сейсмічного навантаження за рахунок застосування раціональних типів конструктивних схем (жорстких, гнучких або скінченної жорсткості) та об'ємно-планувальних рішень (уникнення складних конфігурацій будівель і споруд у плані, симетричний і рівномірний розподіл мас і жорсткостей, поділення будівель і споруд на окремі відсіки антисейсмічними швами), полегшених конструкцій, що максимально знижують масу будівель і споруд;

однорідність будівельних матеріалів, рівномірність основних несучих конструкцій і стиків;

можливість розвитку у вузлах і конструкціях пластичних деформацій при забезпеченні загальної стійкості будівель і споруд;

висока якість виконання будівельно-монтажних робіт та ін.

13.2. Фундаменти під машини

Машиною називають пристрій, що виконує механічні рухи з метою перетворення енергії (енергетичні машини), форми та властивостей матеріалів (робочі, у тому числі технологічні машини), а також їхнього положення (транспортні машини).

За характером динамічного впливу машини поділяють на дві групи: *періодичної* та *неперіодичної дії*.

Машини періодичної дії, у свою чергу, поділяють на три підгрупи: із рівномірним обертанням (електродвигуни, мотор-генератори, турбогенератори, турбокомпресори, турбонасоси та ін.); з рівномірним обертанням і пов'язаним із ним зворотно-поступальним рухом (машини з кривошипно-шатунним механізмом - компресори, насоси, двигуни внутрішнього згорання, лісопилінні



рами тощо); із зворотно-поступальним рухом, що завершується безперервно наступаючими один за одним ударами (струшувальні та ударно-вібраційні формувальні машини, що застосовують у ливарному виробництві та при виготовленні збірного залізобетону; штамп-автомати та ін.).

Машини неперіодичної дії також поділяють на три підгрупи: із нерівномірним обертанням або зворотно-поступальним рухом (приводні електродвигуни прокатних станів, генератори розривних потужностей та ін.); зі зворотно-поступальним рухом, що завершується окремими ударами (молоти ковочні та штампувальні, копрові пристрої та ін.); з тиском, що спричиняє переміщення мас оброблюваного матеріалу та передає на фундамент випадкові навантаження (млинові пристрої).

До фундаментів під машини ставлять такі основні **вимоги**:

забезпечення зручного монтажу та надійного кріплення машин;

відповідність вимогам міцності, стійкості та витривалості всіх елементів фундаментів;

усунення недопустимих осідань і деформацій, що ускладнюють нормальну експлуатацію машин;

недопущення виникнення вібрацій, що чинять шкідливий вплив на здоров'я обслуговуючого персоналу, перешкоджають нормальній роботі самої машини та протіканню технологічних процесів;

зменшення коливань, що передаються на ґрунти основи, якщо вони негативно впливають на умови нормальної експлуатації будівель і споруд, де розміщені машини, а також сусідніх будівель і споруд.

За матеріалами фундаменти машин можуть бути **бетонними** або **залізобетонними**, **за технологією виготовлення** - **монолітними**, **збірно-монолітними**, а при необхідному обґрунтуванні - **збірними**. Монолітні фундаменти допускається передбачати під усі види машин із динамічними навантаженнями, а збірно-монолітні (або збірні) -, головним чином, під машини періодичної дії з частинами, що обертаються, з кривошипно-шатунними механізмами та ін. Улаштування збірно-монолітних і збірних фундаментів під машини з ударними навантаженнями не допускається. Клас бетону для монолітних і збірно-монолітних фундаментів приймають не нижче В12,5, а збірних - В15.

Розміри та форму верхньої частини фундаменту призначають відповідно до вимог технічного завдання на проектування, яке видає завод-виготовлювач обладнання, та за результатами розрахунків. Приймати слід найбільш прості форми фундаментів. Підшову фундаментів машин, як правило, виконують прямокутною й розташовують на одній відмітці.

Фундаменти машин допускається проектувати окремими під кожну машину або спільними під декілька машин.

За конструкціями фундаменти під машини з динамічними навантаженнями можуть бути виконані:

масивними у вигляді суцільних блоків або плит із виїмками та отворами,

рамними, що являють собою ряд поперечних жорстких рам, які обпираються на нижню опорну плиту, на фундаментні стрічки або на ростверк і зв'язані поверху між собою поздовжніми балками (рис. 13.3);

стілчастими у вигляді поперечних або поздовжніх стін, що обпираються на нижню опорну плиту, на фундаментні стрічки, або на ростверк і зв'язані поверху між собою ригелями або плитою.

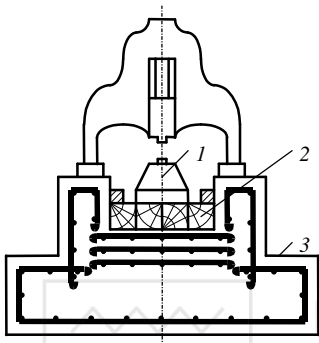


Рисунок 13.2 - Схема масивного фундаменту:
1 - нижній штамп; 2 - прокладки (із дерева або іншого пружного матеріалу); 3 - фундамент

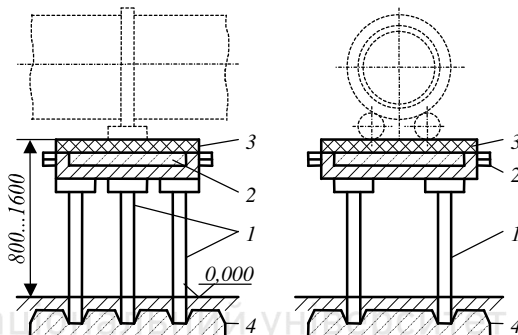


Рисунок 13.3 - Схема рамного фундаменту:
1 - стійки; 2 - ригель; 3 - верхня плита
рами; 4 - опорна плита

Фундаменти машин та обладнання з динамічними впливами розраховують на дію статичних і динамічних навантажень. Значення цих навантажень із зазначенням координат точок їхнього прикладання та напрямку дії, а також дані про амплітуди, частоти й фази динамічних навантажень, як правило, видаються заводом-виготовлювачем у технічному завданні на проектування фундаменту. За відсутністю вказаних даних динамічні навантаження допускається визначати за формулами СНиП “Фундаменты машин с динамическими нагрузками” або “Инструкции по определению динамических нагрузок от машин, установленных на перекрытия промышленных зданий”.

Розраховують фундаменти машин та їхні основи за двома групами граничних станів: за першою групою - за несучою здатністю, за другою групою - за деформаціями (коливаннями, прогинами, осіданнями), що ускладнюють нормальну експлуатацію встановлених на цих фундаментах машин і обладнання або сусідніх фундаментів, чутливих до вібрацій.

За першою групою граничних станів виконують:

перевірку середнього статичного тиску під подошвою для фундаментів на природній основі або несучої здатності основи для пальових фундаментів; цю перевірку виконують для всіх без виключення видів машин;



розрахунок міцності окремих елементів конструкції фундаменту; розрахунок виконують для окремих елементів рамних і стінчастих фундаментів, а також для окремих перерізів масивних фундаментів, ослаблених отворами або виїмками;

визначення (у деяких випадках) реакції основи (сили реакції та реактивного моменту).

Розрахунок фундаментів *за другою групою граничних станів* включає:

визначення амплітуд коливань фундаментів або окремих їхніх елементів; розрахунок виконують згідно зі СНіП “Фундаменты машин с динамическими нагрузками” та є визначальним при проектуванні фундаментів машин;

визначення осідань і деформацій (прогинів, крену і т. д.) фундаментів або їхніх елементів; ці розрахунки виконують в окремих випадках для відповідальних будівель і споруд (наприклад, фундаментів турбоагрегатів, насосів, станків тощо) за наявності в завданні на проектування технологічних вимог, що обмежують переміщення й деформації фундаментів для забезпечення нормальної експлуатації обладнання.

При *перевірці середнього статичного тиску під подошвою для фундаментів на природній основі* враховують лише статичні навантаження. Вплив динамічних навантажень ураховують відповідними коефіцієнтами.

Фундаменти машин із динамічними навантаженнями проектують, як правило, достатньо жорсткими, при цьому загальний центр ваги проектованого фундаменту, машини та центр ваги подошви фундаменту розташовують на одній вертикалі (допустимі ексцентриситети такі: $\leq 3\%$ розміру сторони подошви фундаменту, в напрямку якої відбувається зміщення центра ваги подошви, - для ґрунтів із $R \leq 150$ кПа і $\leq 5\%$ - для ґрунтів із $R > 150$ кПа). Тому перевірку середнього статичного тиску під подошвою фундаменту виконують як при центральному стиску за формулою

$$p \leq \gamma_{c0} \gamma_{cl} R, \quad (13.11)$$

де p - середній тиск на основу під подошвою фундаменту від розрахункових статичних навантажень (вага фундаменту, ґрунту на його виступах, машини та допоміжного обладнання з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma=1$); γ_{c0} - коефіцієнт умов роботи ґрунтів основи, що враховує характер динамічних навантажень і відповідальність машини (табл. 13.1); γ_{cl} - коефіцієнт умов роботи ґрунтів основи, що враховує можливість виникнення тривалої деформації при дії динамічних навантажень (табл. 13.1); R - розрахунковий опір ґрунту основи, що залежить від розмірів подошви фундаменту, глибини його закладання та міцнісних характеристик ґрунту й визначається за формулою (8.4).

Розрахунок пальових фундаментів машин за несучою здатністю ґрунтів основи виконують на основне сполучення навантажень, при цьому розрахункову несучу здатність ґрунтів основи поодинокій палі F_d визначають з урахуванням динамічних впливів. Для паль-стояків і висячих паль ця величину обчислюють за формулою

$$F_d = \gamma_p \gamma_{lp} F_s, \quad (13.12)$$

де F_s - несуча здатність палі в статичних умовах, яку визначають залежно від виду палі і ґрунтових умов; γ_p і γ_{pr} - коефіцієнти умов роботи ґрунтів основи, що приймають для висячих палей $\gamma_p=0,8$, для палей-стояків $\gamma_p=1$; при прорізуванні висячими палями пухких пісків будь-якої крупності та вологості, дрібних і пилюватих насичених водою пісків і глинистих ґрунтів із показником текучості $I_L > 0,6$ коефіцієнт $\gamma_{pr}=0,7$; при обпиранні висячих палей на такі ґрунти γ_{pr} слід визначати за результатами випробувань палей динамічним навантаженням; для решти видів і станів ґрунтів, а також для палей-стояків $\gamma_{pr}=1$.

Таблиця 13.1 - Значення коефіцієнтів γ_{co} і γ_{cl}

Машини	γ_{co}	γ_{cl}
З частинами, що обертаються	0,8	0,7*
З кривошипно-шатунними механізмами	1,0	1,0
Ковальські молоти	0,5	0,6*
Формувальні машини	0,5	1,0
Дробарки	0,8	0,7**
Преси	1,0	1,0
Млинові пристрої	0,8	0,7**
Прокатне обладнання	1,0	1,0

* Дрібні й пилюваті насичені водою піски та глинисті текучі ґрунти
 ** Усі насичені водою піски, дрібні й пилюваті малого ступеня водонасичення піски та глинисті текучі ґрунти; не позначені зрочками цифри відносяться до всіх ґрунтів.

Розрахунок міцності елементів конструкцій фундаментів здійснюють для окремих елементів рамних і стінчастих фундаментів (стояків і ригелів рам, балок, плит, консольних виступів), фундаментів плитного або балочного типу, а також окремих перерізів масивних фундаментів, ослаблених отворами та виїмками. Розрахунок виконують за загальними правилами СНіП “Бетонные и железобетонные конструкции” на розрахункові навантаження від ваги фундаменту, машини, допоміжного обладнання та засипання ґрунту, а також на розрахункові статичні навантаження, еквівалентні максимально можливо-му динамічному або будь-якому іншому особливому виду силового впливу машини (наприклад, тязі вакууму, моменту короткого замикання тощо). Останні навантаження приймають із завдання на проектування або визначають за СНіП “Фундаменты машин с динамическими нагрузками”.

Розрахунок осідань фундаментів або їхніх елементів під машини з динамічними навантаженнями виконують згідно зі СНіП “Основания зданий и сооружений” (див. 5.2 і 8.5).

Розрахунок фундаментів або їхніх елементів **на коливання** зводиться до виконання умови, щоб найбільша розрахункова амплітуда коливань уступу фундаменту або його окремих елементів A_i не перевищувала допустимої $A_{ли}$, тобто



$$A_i \leq A_{ui}. \quad (13.13)$$

Гранично допустиму амплітуду коливань A_{ui} встановлюють за СНіП “Фундаменти машин с динамическими нагрузками” залежно від типу машини: для машин із частинами, що обертаються, та для машин із кривошипно-шатунними механізмами залежно від частоти обертання відповідно $A_{ui}=0,1...0,2$ мм і $0,05...0,3$ мм; для дробарок $A_{ui}=0,3$ мм; для ковальських молотів і пресів відповідно $A_{ui}=0,8...1,2$ мм і $0,25$ мм. У деяких випадках гранично допустиму амплітуду коливань приймають відповідно до завдання на проектування фундаменту або за санітарними нормами.

Колівання фундаментів при дії на них динамічних сил можуть бути вертикальними, горизонтальними, обертальними та обертальними з одночасним зсувом. Відповідно до цього слід визначати й амплітуди A_i .

Розрахунки базуються на таких припущеннях: систему “машина-фундамент” розглядають як абсолютно тверде тіло зі спільним центром ваги; ґрунт основи вважають лінійно деформівним тілом, його інерційні властивості не враховують.

Пружні властивості ґрунту виражають узагальненими показниками - коефіцієнтами пружного рівномірного C_z і нерівномірного C_w стиску та пружного рівномірного зсуву C_x , які більш надійно визначати дослідним шляхом. За відсутності даних випробувань C_z як основну пружну характеристику основи допускається приймати за нормативними таблицями залежно від розрахункового тиску ($C_z=20000...70000$ кН/м³ для $R=0,1...0,5$ МПа), а решту коефіцієнтів визначати за виразами $C_w=2C_z$, $C_x=0,7C_z$.

У практиці проектування залежно від типу машин, частоти обертання обертальних частин, положення рухомих частин деякі розрахункові амплітуди коливань A не визначають через їхню несуттєвість. Наприклад, для фундаментів машин із частинами, що обертаються з частотою обертання $n>1000$ хв⁻¹ розрахунок будь-яких коливань взагалі необов'язковий. Для низькочастотних машин ($n<1000$ хв⁻¹) і машин із кривошипно-шатунними механізмами розраховують лише амплітуди горизонтальних коливань C_x .

Для прикладу наведемо найбільш просту формулу для визначення амплітуди вертикальних коливань A_z масивного фундаменту вертикальних машин:

$$A_z = \frac{F_z}{C_z A - M_c \omega^2}, \quad (13.14)$$

де F_z - вертикальна складова сил, що передаються від машини; M_c - сумарна маса фундаменту та машини; A - площа підшви фундаменту; ω - кутова швидкість обертання машини, рад/с, яка дорівнює $\omega=0,105n_{об}$, де $n_{об}$ - частота обертання машини.

З формули (13.14) очевидно, що для зменшення амплітуди коливань можна зменшувати його масу, збільшувати площу підшви (у тому числі влаштовувати спільні фундаменти під декількома машинами), підвищувати жорсткісну характеристику ґрунту C_z (закріплювати або ущільнювати ґрунт).



14. ПІДСИЛЕННЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ ФУНДАМЕНТІВ

14.1. Причини необхідності підсилення та реконструкції фундаментів

Підсилення та реконструкція фундаментів виявляються необхідними в таких випадках:

при збільшенні експлуатаційних навантажень на існуючі будівлі та споруди (накопичення виробничого пилу на покриттях і перекриттях, надбудова будівель і споруд, зміна виробничих процесів або призначення приміщень на промислових підприємствах та ін.);

при помилкових проектних рішеннях та їхніх порушеннях (заниження розрахункових навантажень порівняно з реальними, невдалі конструктивні рішення вузлів з'єднань, необґрунтована заміна одних елементів іншими тощо);

при будівництві поруч з існуючими нових будівель і споруд, зведення яких позначається на деформаціях і міцності фундаменту (вібрація механізмів, вплив транспорту, забивання паль або шпунта поблизу експлуатованих будівель і споруд і т. д.);

при зміні гідрогеологічних умов унаслідок зміни рівня ґрунтових вод (будівництво підземних комунікацій і дренажних пристроїв, використання ґрунтових вод для господарсько-питних і виробничих потреб, улаштування водосховищ у районі, що примикає до місця будівництва, інфільтрація атмосферних опадів при незадовільній роботі поверхневих водотоків у місцях знаходження будівель і споруд та ін.);

при недостатній міцності матеріалів фундаментів (через порушення правил виконання робіт, агресивну дію ґрунтових і невпорядкованих стічних промислових вод, наявність блукаючого струму, що спричиняє корозію арматури та руйнування бетону в залізобетонних фундаментах тощо);

при непередбачених причинах (обвалення ґрунтових масивів або вище розташованих конструкцій будівлі чи споруди, вибухи, підмив фундаментів, удари, сейсмічні впливи, урагани, повені та ін.).

Усі ці та багато інших факторів і дефектів у несприятливих випадках можуть спричинити аварії або появу недопустимих деформацій фундаментів, а отже, усунути експлуатаційну надійність будівель і споруд.

14.2. Способи підсилення та реконструкції фундаментів

Для прийняття рішення про необхідність підсилення фундаменту, вибору оптимального способу підсилення, а також методу виконання робіт виконують детальне обстеження існуючої будівлі або споруди. У процесі виконання цієї роботи збирають відомості з історії зведення та експлуатації будівлі або споруди; обстежують оточуючу місцевість, а також надземні та підземні еле-

менти споруди; використовуючи проектну та виконавську документацію, виявляють інженерно-геологічні й -гідрогеологічні умови та їхні можливі зміни за час існування будівлі або споруди, характер і значення діючих навантажень. У випадку недостатніх даних у виконавській документації проводять додаткове інженерно-геологічне обстеження.

В результаті виконаного обстеження встановлюють дату зведення будівлі або споруди, її початковий вигляд, подальші зміни (реконструкція, підсилення), аварійні стани, якщо вони мали місце, їхній час і причини; виявляють фактичні розміри будівлі або споруди та значення діючих навантажень, а також отримують вихідні дані, необхідні для розрахунку несучої здатності та осідань основ і фундаментів до та після підсилення.

Основними способами підсилення та реконструкції фундаментів будівель і споруд є цементация, влаштування бетонних і залізобетонних обойм, укріплення фундаментів із розширенням підшови, пересадження існуючих фундаментів на палі, підсилення буроін'єкційними палями.

Цементация фундаментів виконують при недостатній міцності бетонного, залізобетонного або бутового фундаменту. Для цього в тілі фундаменту шлямбуром або перфоратором пробивають отвори діаметром 25 мм і закладають металеві трубки, через які нагнічують рідкий цементний розчин складу 1:1 (цемент-вода) під тиском 0,3...0,6 МПа (рис. 14.1,а). Він заповнює простір діаметром 0,6...1,2 м навколо отвору. Відстань між отворами вздовж стрічкового фундаменту 50...100 см, при окремо розташованих фундаментах (стовпчастих) пробивають не менше двох отворів з кожної сторони. Витрати розчину при закріпленні ослабленого фундаменту складають 25...30% його об'єму.

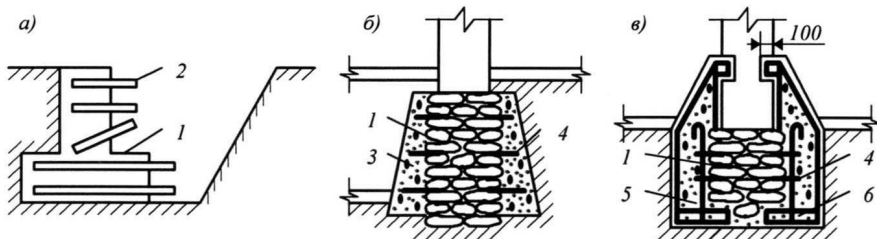


Рисунок 14.1 - Збільшення міцності фундаменту:

а - цементация фундаменту; б, в - улаштування обойм; 1 - існуючий фундамент; 2 - трубки для ін'єкції розчину; 3 - бетонна обойма; 4 - анкер; 5 - залізобетонна обойма; 6 - арматурний каркас

Укріплення фундаменту **бетонними та залізобетонними обоймами** застосовують у тому випадку, коли цементацию виконати неможливо. Мінімальна ширина бетонної обойми складає 20...30 см, залізобетонної не менше 15 см. Такі обойми можуть бути односторонніми (рис. 14.1,б) і двосторонніми (рис. 14.1,в). Для зв'язку з фундаментом обойму анкерують стержнями діаметром 20 мм через 1...1,5 м. Залізобетонну обойму армують сіткою з чарунками від 10×10 до 20×20 см. Бетон приймають класу В7,5... В10.



При недостатній несучій здатності ґрунтів основи **збільшують площу підшоши фундаментів**. При цьому додаткові частини фундаменту (**банкети**) можуть бути влаштовані односторонніми (при позацентровому навантаженні) і двосторонніми (при центральному навантаженні). Під стовпи та колони фундаменти частіше за все підсилюють по всьому периметру підшоши. Банкети та існуючі фундаменти повинні бути з'єднані жорстко. Для цього їхнє прилягання виконують за допомогою штраб (рис. 14.2,*а*) чи спеціальних металевих або залізобетонних розвантажувальних балок (двотаврів або залізобетонних перемичок), які приймають за розрахунком та розташовують при підсиленні стрічкових фундаментів через 1,5...2 м (рис. 14.2,*б,в*). При розширенні підшоши фундаментів окремо розташованих опор і колон одночасно влаштовують обойму з усіх сторін фундаменту. З урахуванням умов виконання робіт ширину банкета в нижній частині приймають не менше 30 см, у верхній - 20 см. Висоту залізобетонного банкета на кінцях розвантажувальних балок приймають не менше 25...30 см. Для бетонування використовують литий бетон класу В10...В12,5.

У випадку необхідності одночасно з розширенням площі підшоши фундаменту монолітними банкетами для покращання властивостей ґрунтів основи застосовують набивні бетонні або залізобетонні палі (рис. 14.2,*г*).

При високій деформівності ґрунтів основи та наявності ґрунтових вод, що ускладнює розширення або додаткове заглиблення фундаментів, навантаження на глибоко залягаючі більш міцні шари ґрунту передають **пересадженням існуючих фундаментів на палі**. Найбільш часто цей спосіб реалізують втискуванням окремих секцій складених залізобетонних паль довжиною 80...100 см і поперечним перерізом від 20×20 до 30×30 см під фундамент домкратами (рис. 14.3,*а*). Довжина в такий спосіб виготовлених паль може сягати 25...30 м, відстань між осями паль - 1,3...2 м. Натомість залізобетонних елементів у складених палях можуть бути використані відрізки сталевих труб, що з'єднують зварюванням у міру заглиблювання. При пересадженні існуючих фундаментів додаткові палі можна розміщати поза контуром фундаменту (виносні палі). В такому випадку навантаження від будівлі або споруди на палі передають за допомогою системи розвантажувальних балок і монолітного ростверка подібно до того, як це показано на рис. 14.2,*г*. Цей спосіб підсилення може бути застосований як для стрічкових, так і для пальових фундаментів.

Загальним для перелічених способів підсилення основ і фундаментів є неуніверсальність за ґрунтовими умовами та велика вартість виконання робіт. Спосіб улаштування **буроін'єкційних паль** (рис. 14.3,*б*) може бути застосований у будь-яких ґрунтових умовах і має значно меншу (в 2...2,5 рази) вартість. Підсилення цим способом найбільш доцільно виконувати, коли ґрунти основи існуючої будівлі або споруди мають низьку несучу здатність. У такому випадку частину або все навантаження від фундаменту передають на гли-

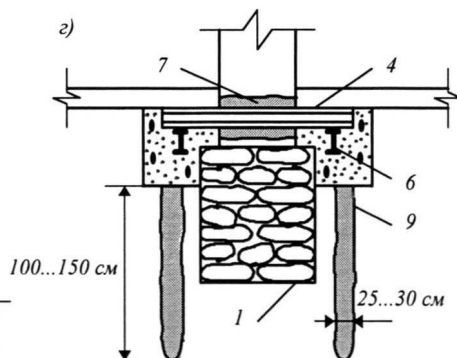
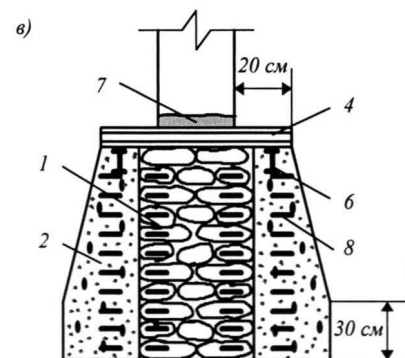
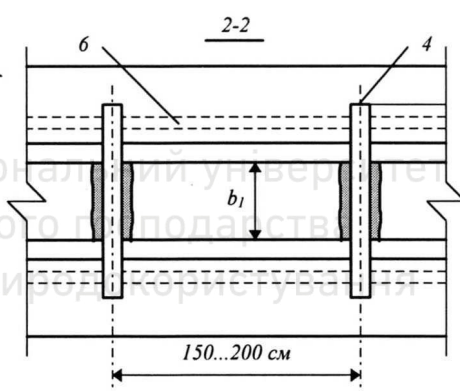
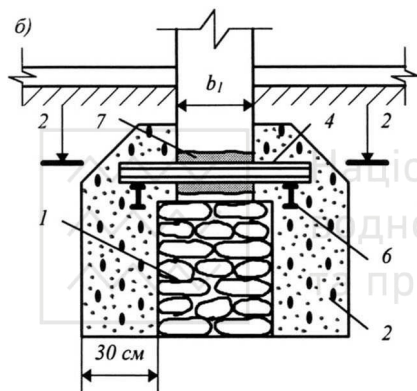
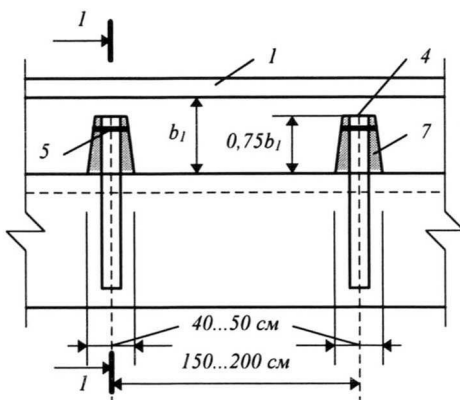
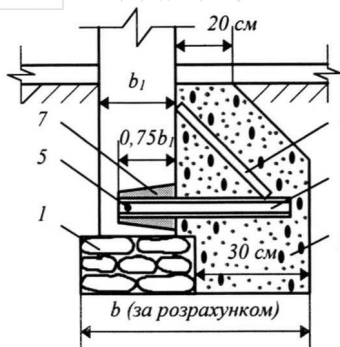


Рисунок 14.2 - Підсилення стрічкових фундаментів монолітними банкетами:

а - односторонній розшир; б, в - двосторонній розшир; г - те саме, із підсиленням основи набивними палями; 1 - існуючий фундамент; 2 - монолітна банкетка; 3 - косяк; 4 - розвантажувальна балка; 5 - анкер; 6 - розподільча балка; 7 - зачеканення литим бетоном; 8 - штири-в'язі через 25 см по висоті; 9 - набивна паля

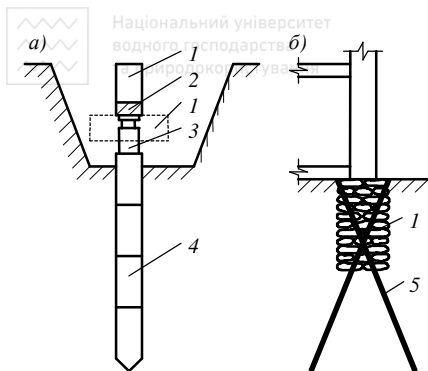


Рисунок 14.3 - Пересадження фундаменту на палі (а) та підсилення основи і фундаменту буройн'єкційними палями (б):

1 - існуючий фундамент; 2 - розподільча балка; 3 - домкрат; 4 - окрема секція складеної палі; 5 - буройн'єкційна палля

боко розташовані більш міцні шари ґрунту. Буройн'єкційні палі доцільно також застосовувати при будівництві нових будівель і споруд поряд з існуючими. Це буває необхідно, коли спорудження об'єктів ведеться в умовах існуючої забудови, при реконструкції діючих підприємств і цехів, підсиленні фундаментів під обладнання, захисті існуючих будівель і споруд від можливих переміщень ґрунту при розроблюванні глибоких котлованів, проходці тунелів, колекторів і т. д. У цих випадках звичні види паль внаслідок вібрації, ударів, громіздкості технологічного обладнання виявляються неприйнятними.

Виконання паль починають із буріння спеціальним обладнанням вертикальних або (та) похилих свердловин діаметром 80...200 мм з кроком 1,0...1,5 м безпосередньо крізь стіни та фундаменти існуючих будівель і споруд. Після буріння до проектної глибини у свердловину, заповнену глинистим розчином для запобігання обсіпання ґрунту в ній, опускають арматурний каркас із трьох-чотирьох сталевих стержнів діаметром 10...16 мм та ін'єкційну трубу діаметром 25...50 мм. Свердловину під тиском 0,3 МПа заповнюють дрібнозернистим бетоном, глинистий розчин при цьому зі свердловини витискається. Ін'єкційну трубу витягають після заповнення свердловини. В такий спосіб можна отримати палі довжиною до 30 м. Витрати бетону на 1000 кН навантаження, що передається від будівлі або споруди, складають близько 1 м³.

Для підсилення основ також можуть бути застосовані методи, викладені в параграфі 11.

1. **Абелев М.Ю.** Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. - М.: Стройиздат, 1983. - 248 с.
2. **Бакенов Б.Б., Бойко Н.В., Джумашев У.Р.** Основания и фундаменты на засоленных грунтах. - М.: Стройиздат, 1983. - 136 с.
3. **Березанцев В.Г.** Расчет оснований сооружений: Пособие по проектированию. - Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1970. - 207 с.
4. **Берлинов М.В.** Основания и фундаменты: Учеб. для вузов по спец. "Городское строительство". - М.: Высш. шк., 1988. - 319 с.
5. **Веселов В.А.** Проектирование оснований и фундаментов (основы теории и примеры расчета): Учеб. пособие для вузов. - 3-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1990. - 304 с.
6. **Вознесенский Е.А.** Поведение грунтов при динамических нагрузках. - М.: МГУ, 1997. - 288 с.
7. **Ганичев И.А.** Устройство искусственных оснований и фундаментов. - М.: Стройиздат, 1981. - 543 с.
8. **Герсеванов Н.М., Польшин Д.Е.** Теоретические основы механики грунтов и их практическое применение. - М.: Стройиздат, 1948. - 247 с.
9. **Глотов Н.М., Силин К.С.** Строительство фундаментов глубокого заложения. - М.: Транспорт, 1985. - 248 с.
10. **Гольдштейн М.Н., Царьков А.А., Черкасов И.И.** Механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб. для вузов ж.-д. тр-та. - М.: Транспорт, 1981. - 320 с.
11. **Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И.** Расчет конструкций на упругом основании. - 3-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1984. - 679 с.
12. **Далматов Б.И.** Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии). - 2-е изд., перераб. и доп. - Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1988. - 415 с.
13. **Далматов Б.И., Морарескул Н.Н., Наumenко В.Г.** Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений: Учеб. пособие для студентов вузов по спец. "Пром. и гражд. стр-во"/Под ред. Б.И.Далматова. - М.: Высш. шк., 1986. - 239 с.
14. **ДБН В.1.1-3-97.** Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення.
15. **Динамический расчет зданий и сооружений:** Справочник проектировщика/М.Ф.Барштейн, В.А.Ильичев, Б.Г.Коренев и др.; Под. ред. Б.Г.Коренева, И.М.Рабиновича. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1984. - 303 с.
16. **ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95).** Грунти. Класифікація. - Київ: Укрархбудінформ, 1997. - 43 с.
17. **ДСТУ Б В.2.1-3-96 (ГОСТ 30416-96).** Грунти. Лабораторні випробування. Загальні положення. - Київ: Укрархбудінформ, 1997. - 18 с.
18. **ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96).** Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. - Київ: Укрархбудінформ, 1997. - 102 с.
19. **ДСТУ Б В.2.1-5-96 (ГОСТ 20522-96).** Грунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань. - Київ: Укрархбудінформ, 1997. - 25 с.
20. **Жемочкин Б.Н., Синицин А.П.** Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Госстройиздат, 1962. - 239 с.
21. **Зоценко Н.Л., Яковлев А.В.** Примеры расчета оснований и фундаментов сельских зданий и сооружений. - Киев: Будівельник, 1986. - 104 с.
22. **Иванов П.Л.** Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов: Учеб. для гидротехн. спец. вузов. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Высш. шк., 1991. - 447 с.
23. **Ивахнюк В.А.** Строительство и проектирование подземных и заглубленных сооружений. - М.: Изд-во АСВ, 1999. - 298 с.

24. **Инженерная геология. Механика грунтов, основы и фундаменты:** Підручник/М.Л.Зоценко, В.І.Коваленко, В.Г.Хілобок, А.В.Яковлев. - Київ: Вища шк., 1992. - 408 с.
25. **Клепиков С.Н.** Расчет сооружений на деформируемом основании. - Киев: НИИСК, 1996. - 200 с.
26. **Коновалов П.А.** Основания и фундаменты реконструируемых зданий. - М.: Стройиздат, 1988. - 287 с.
27. **Крутов В.И.** Основания и фундаменты на насыпных грунтах. - М.: Стройиздат, 1988. - 224 с.
28. **Крутов В.И.** Основания и фундаменты на просадочных грунтах. - Киев: Будівельник, 1982. - 224 с.
29. **Кудрявцев И.А.** Влияние вибрации на основания сооружений. - Гомель: БелГУТ, 1999. - 274 с.
30. **Малышев М.Б., Болдырев Г.Г.** Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах): Учеб. пособие. - М.: Изд-во АСВ, 2000. - 320 с.
31. **Мартемьянов А.И.** Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах. - М.: Стройиздат, 1988. - 255 с.
32. **Маслов Н.Н.** Основы инженерной геологии и механики грунтов. - М.: Высш. шк., 1982. - 511 с.
33. **Механика грунтов, основания и фундаменты:** Учеб. для студ. вузов, обуч. по спец. "Пром. и гражд. стр-во/С.Б.Ухов, В.В.Семенов, В.В.Знаменский и др.; Под ред. С.Б.Ухова. - М.: Изд-во АСВ, 1994. - 527 с.
34. **Основания и фундаменты. Курсовое и дипломное проектирование/Л.Н.Шутенко, А.Д.Гильман, Ю.Т.Лупан.** - Киев: Вища шк. Головное изд-во, 1989. - 328 с.
35. **Основания и фундаменты:** Справочник/Г.И.Швецов, И.В.Носков, А.Д.Слободян, Г.С.Госькова; Под ред. Г.И.Швецова. - М.: Высш. шк., 1991. - 383 с.
36. **Основания и фундаменты:** Справочник строителя/М.И.Смородинов, Б.С.Федоров, Б.А.Ржаницын и др.; Под общ. ред. М.И.Смородинова. - 3-е изд., доп. и перераб. - М.: Стройиздат, 1983. - 367 с.
37. **Основания, фундаменты и подземные сооружения:** Справочник проектировщика/М.И.Горбунов-Посадов, В.А.Ильичев, В.И.Крутов и др.; Под общ. ред. Е.А.Сорочана и Ю.Г.Трофименкова. - М.: Стройиздат, 1985. - 480 с.
38. **Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)/НИИОСП им. Герсееванова.** - М.: Стройиздат, 1986. - 415 с.
39. **Проектирование и устройство фундаментов на намывных песчаных грунтах/С.А.Слюсаренко, Г.П.Степаненко, М.А.Глотова и др.** - Киев: Будівельник, 1990. - 129 с.
40. **Проектирование подпорных стен и стен подвалов:** Справ. пособие к СНиП/Центр. н.-и. и проект. ин-т пром. зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1990. - 104 с.
41. **Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений:** Учеб. пособие/Б.И.Далматов, В.Н.Бронин, А.В.Голли и др.; Под ред. Б.И.Далматова. - М.: Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 1999. - 340 с.
42. **Рекомендации по комплексным мерам защиты зданий и сооружений на оползнеопасных склонах/НИИСК Госстроя СССР.** - К., 1989. - 295 с.
43. **Ржаницын В.А.** Химическое закрепление грунтов в строительстве. - М.: Стройиздат, 1986. - 263 с.
44. **Ройтман А.Г.** Деформации и повреждения зданий. - М.: Стройиздат, 1987. - 160 с.
45. **Руководство по проектированию подпорных стен и стен подвалов для промышленного и гражданского строительства/ЦНИИПромзданий Госстроя СССР.** - М.: Стройиздат, 1984. - 117 с.
46. **Руководство по проектированию свайных фундаментов/НИИОСП им. Н.М.Герсееванова Госстроя СССР.** - М.: Стройиздат, 1980. - 151 с.
47. **Руководство по проектированию фундаментов машин с динамическими нагрузками/НИИОСП им. Н.М.Герсееванова Госстроя СССР.** - М.: Стройиздат, 1982. - 207 с.
48. **Руководство по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий.** - М.: Стройиздат, 1987. - 109 с.

49. **Сергеев Е.М.** Инженерная геология: Учеб. для геол. спец. вузов. - 2-е изд., перераб. - М.: Изд-во МГУ, 1982. - 248 с.
50. **Силин К.С., Глотов Н.М., Завриев К.С.** Проектирование фундаментов глубокого заложения. - М.: Транспорт, 1981. - 252 с.
51. **Силкин А.М., Фролов Н.Н.** Основания и фундаменты. - 2-е изд., перераб. и доп.. - М.: ВО "Агропромиздат", 1987. - 285 с.
52. **Симвулиди И.А.** Расчет инженерных конструкций на упругом основании: Учеб. пособие для строит. спец. вузов. - Изд. 5-е, перераб. и доп. - М.: Высш. шк., 1987. - 576 с.
53. **Синицын А.П.** Расчет балок и плит на упругом основании за пределом упругости: Пособие для проектировщиков. - Изд. 2-е, перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1974. - 176 с.
54. **Слюсаренко С.А.** Механика грунтов: Учеб. пособие для студентов строит. спец. вузов. - Киев: Вища шк., 1989. - 84 с.
55. **СНиП 2.06.01-82.** Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования/Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 32 с.
56. **СНиП 3.02.01-87.** Земляные сооружения, основания и фундаменты. - М.: Стройиздат, 1989. - 121 с.
57. **СНиП 1.02.07-87.** Инженерные изыскания для строительства/Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. - 104 с.
58. **СНиП 2.06.03-85.** Мелиоративные системы и сооружения. Основные положения проектирования/Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. - 57 с.
59. **СНиП 2.01.07-85***. Нагрузки и воздействия/Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. - 36 с.
60. **СНиП 2.06.04-82.** Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов)/Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 40 с.
61. **СНиП 2.02.02-85.** Основания гидротехнических сооружений/Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. - 48 с.
62. **СНиП 2.02.01-83***. Основания зданий и сооружений/Госстрой СССР. - М.: Стройиздат, 1985. - 40 с.
63. **СНиП 2.06.07-87.** Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 40 с.
64. **СНиП 2.02.03-85.** Свайные фундаменты/Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. - 48 с.
65. **СНиП П-7-81.** Строительство в сейсмических районах. - М.: Стройиздат, 1982. - 49 с.
66. **СНиП 2.02.05-87.** Фундаменты машин с динамическими нагрузками. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. - 32 с.
67. **Соболевский Ю.А.** Механика грунтов: Учеб. пособие для вузов. - Минск: Выш. шк., 1986. - 176 с.
68. **Справочник** по механике и динамике грунтов/В.Б.Швец, Л.К.Гинзбург, В.М.Гольдштейн и др.; Под ред. В.Б.Швеца. - Киев: Будівельник, 1987. - 203 с.
69. **Терцаги К.** Теория механики грунтов (Пер. с нем. И.С.Утевского)/Под общ. ред. Н.А.Цитовича. - М.: Госиздат лит-ры по стр-ву, арх-ре и строит. материалам, 1961. - 507 с.
70. **Фролов Н.Н.** Проектирование оснований и сооружений гидромелиоративных систем: Учеб. пособие для высш. с.-х. учебн. заведений. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Колос, 1983. - 272 с.
71. **Цытович Н.А.** Механика грунтов (краткий курс): Учеб. для строит. вузов. - 4-е изд., перераб. и доп. - М.: Высш. шк., 1983. - 288 с.
72. **Швец В.Б., Лушников В.В., Швец Н.С.** Определение строительных свойств грунтов: Справочное пособие. - Киев: Будівельник, 1981. - 94 с.
73. **Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.К.** Усиление и реконструкция фундаментов. - М.: Стройиздат, 1985. - 204 с.
74. **Швецов Г.И.** Инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб. для студ. вузов. - М.: Высш. шк., 1987. - 296 с.

Агресивність ґрунтових вод 18, 75, 171, 182, 242, 260, 339, 350

Амплітуда коливань фундаменту 346

Анізотропія ґрунту 23, 81, 106, 236, 338

Анкер 212, 239, 257, 267, 272, 284, 306, 314, 335, 351

Армування ґрунту 243, 317, 320

Балка на пружній основі 244, 246

Бітумізація ґрунту 27, 325

Варіантність рішень при проектуванні основ і фундаментів 196

Віброзаглиблення 257, 263, 285, 290, 324

Віброушільнення ґрунту 242, 317, 321

Відмова палі 269, 285

Відносна деформація морозного здимання ґрунту 36

— набрякання ґрунту 34, 70, 190, 334

— просідання ґрунту 34, 68, 72, 190, 327

— усадки ґрунту 71, 335

Відпір ґрунту 64, 151

Відпочинок палі 285

Відрив підшви фундаменту 218, 220, 343

Вивітрювання 15, 30

Вигин споруди 174, 177, 193, 195, 235, 244

Випирання ґрунту 54, 76, 79, 112, 134, 142, 152, 167, 174, 177, 179, 201, 222, 319

Випробування ґрунту компресійні 42

— на водопроникність 52

— на зсув 54

— на тиск одноосовий 41

— — — — триосовий 49

Випробування паль динамічне 285

— статичним зондуванням 287

— статичне 283

Висота фундаменту 5, 168, 207, 244, 297, 315

Виступ фундаменту 5, 168, 208, 220, 303

Висушування ґрунту 25, 31, 35

Витрамбовування котлованів 242, 317, 320, 331

— свердловин 265, 321, 326

Вишлюзування 301

Властивості ґрунтів механічні 38

— фізичні 24

Вода ґрунтова 17

Водопониження 298, 315, 338, 343

Водопроникність ґрунту 17, 40, 50, 66, 73,

106, 323, 326

Водотрив 18, 52, 315

Вологість ґрунту набрякання (початкова) 71, 334

— оптимальна 320, 331

— просідання (початкова) 69, 327

— природна 25

Вологоємність ґрунту 19, 28

Гази в ґрунтах 20

Гідравлічний градієнт напору 51, 72, 110, 145

— — — початковий 52

Гіпоцентр землетрусу 340

Гірські породи 12

Глибина закладання фундаменту 5, 168, 198, 297, 301, 315

— закладання підшви ростверка 270, 273

— замурування колони 211

— занурення палі 269

— сезонного промерзання ґрунту 199

Глиннізація 325

Голкофільтр 299, 322

Границя зони набрякання 335

— зони просідання 329

— стисливої товщі основи 120, 125, 128, 296

— ущільненої товщі основи 320

Гранулометричний склад ґрунту 30

Ґрунт зв'язний 32

— міцний 45, 201

— набрякливий 34, 69, 333

— незв'язний (сипкий) 30

— природний дисперсний 30

— — мерзлий 37

— — скельний 29

— просідний 34, 66, 327

— слабкий 45, 201, 221, 327

— сильностисливий 45, 74, 167, 201, 247, 338

— структурно нестійкий 39, 65, 327

— техногенний 37

Групи граничних станів 193

Деформації ґрунту 40

— будівель і споруд 173

Діаграма граничної рівноваги 57, 58, 62

— компонентного складу ґрунту 24

Дренаж 39, 151, 184, 242, 316, 335, 350

Електрозакріплення ґрунту 325
Електроосмос 323, 325

Електрохімічне закріплення ґрунту 243, 325
Еліпси напружень 103
Епора напружень 92, 101, 105, 107, 113, 118, 133, 147, 155, 216, 238, 243, 276, 296, 308, 328, 335, 342
— — еквівалентна 125

Закон Гука 41, 46, 50, 76, 79, 84
— ламінарної фільтрації (закон Дарсі) 40, 51, 130

— опору ґрунту зсуву (закон Кулона) 40, 54, 135, 222

— ущільнення (компресії) 40, 45, 130
Закріплення ґрунту 243, 317, 332, 339, 344, 351

Закручування споруди 174, 176, 193

Заміна ґрунтів 4, 167, 202, 242, 318, 331, 335, 338, 339

Занурювання паль 257, 267

Засмоктування паль 285

Заторфований ґрунт 15, 32, 35, 56, 75, 129, 201, 233, 271, 315, 318, 338

Заходи запобігання нерівномірним осіданням 182

— — зсувам 151

— із збільшення несучої здатності та зменшення деформацій основ 242

— при будівництві в умовах сезонного промерзання ґрунту 338

— — — на набрякливих ґрунтах 335

— — — на просідних ґрунтах 331

— — — на сильностисливых ґрунтах 339

— — — у сейсмічних районах 343

— при влаштуванні фундаментів під машини 345

Здимання сезонне 36, 180, 198, 256, 273, 336

Зона аерації 18, 32

— активна (стислива) 119, 125, 128, 236, 296

— локальних пластичних деформацій (місцевих зсувів) 76, 136, 213

— набрякання 334

— просідання 329

— сезонного промерзання 198, 256, 336

— усадки 335

— ущільнення 321

Зрив палі 276

Зсув глибинний 225

— одноплощинний 56

— — при стабілізованому стані ґрунту 56

— — при нестабілізованому стані ґрунту 59

— плоский (по підшві) 232

— при триосовому стиску 60

Зчеплення ґрунту питоме 40, 58, 63

Ін'єктор 324

Інтервал довірчий 191

Імовірність довірна 189

Категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями 340

Кесон 297, 311

Клас відповідальності будівель і споруд 193

Класифікація ґрунтів 28

Коефіцієнт бокового розширення ґрунту (коефіцієнт Пуассона) 47

— бокового тиску ґрунту 47

— варіації 189

— вивітрилості ґрунту 30

— відновлення удару 286

— відносної стисливості ґрунту 45

— внутрішнього тертя ґрунту 40, 57, 63

— водонасичення ґрунту 27

— впливу 105, 199

— еквівалентного шару 125

— консолідації ґрунту 131

— надійності від спливання 306

— — за ґрунтом 188

— — за навантаженням 185

— — за призначенням 195

— однорідності ґрунту 106

— осідання 124

— пористості ґрунту 26

— постелі 248, 307

— розподілу додаткового тиску 96, 221, 332

— сполучень навантажень 187

— стисливості ґрунту 40, 44

— тертя 144

— тиску ґрунту на трубопровід у наспіу 165

— — — — у траншеї 165

— умов роботи 194, 275, 277, 278, 279, 329, 334, 335, 341, 347

— ущільнення ґрунту 44

— фільтрації ґрунту 40, 52

— форми підшви 96

Колодязь опускний 297

Кольматация 50

Компресійна крива 43

Компресійний модуль деформації ґрунту 47

Консолідація фільтраційна 129

Коло Мора 62, 85, 135

Крен фундаменту 174, 176, 193, 236, 240, 296

Кривизна 177

Кут видимості 100

— внутрішнього тертя 57

– жорсткості 208

– природного укосу 144

Куш паль 171, 255

Лесові ґрунти 33, 66, 327

Межа міцності на одноосовий стиск 29

– пластичності 32

– розкочування 33

– текучості 33

Метод аналітичний 144, 154

– Горбунова-Посадова 252

– графоаналітичний 148, 159

– еквівалентного шару 123

– Жемочкіна та Сініцина 251

– загальних лінійних деформацій 250

– консолідованого зсуву 55

– круглоциліндричних поверхонь ковзання 148, 228

– кутових точок 96

– лінійно деформівного шару 127

– місцевих лінійних деформацій (метод Вінклера) 248

– найменших квадратів 190

– неконсолідованого зсуву 56, 59

– пошарового підсумовування 118

– Сімвуді 254

– стрічки 47

– чисельний за теорією граничної рівноваги 146, 161

Мінерали 13

Мінеральні частинки ґрунту 16

Моделі ґрунтового середовища 82

Модуль загальної деформації ґрунту (модуль Юнга) 47

Мул 15, 32, 34, 56, 74, 129, 201, 223, 233, 271, 315, 338

Набрякнення ґрунту 4, 34, 70, 116, 181, 333

Навантаження динамічне 184, 340, 344

– довільно розподілене по площадці 94

– зосереджене вертикальне 88, 184, 203

– – горизонтальне 196, 204, 213, 223, 343

– нормативне 184

– постійне 184

– рівномірно розподілене 184

– – – лінійне 98

– – – по площадці 82, 95, 114, 140, 204

– – – по смузі 82, 98, 107, 111, 113, 136, 140, 203

– розрахункове 185

– сейсмічне 184, 340

– тимчасове 184

– трикутне 104

Напруження в ґрунті від власної ваги ґрунту (природні) 76, 105, 119, 328, 335

– – – від зовнішнього навантаження (додаткові) 76, 88, 94, 95, 98, 104, 118, 329, 335

– – – головні 85, 102, 135, 154, 159

– – – по підшві фундаменту (контактні) 76, 112, 179, 215

– – – фільтраційні 76, 108

Недобір ґрунту 321

Неоднорідність ґрунту 4, 106, 188

Нерівномірні осідання 167, 174, 177

Несуча здатність ґрунтової основи 136, 225, 233, 234

– – палі за ґрунтом 273, 277, 283

– – – за матеріалом 273, 274

Обвалення ґрунтових масивів 143, 148, 152, 159, 165, 203, 315, 350

Обтискання ґрунту 317, 318, 322

Обпалювання ґрунту 318, 326

Опір ґрунту зсуву (граничний) 57, 63

– – основи нормативний 138, 213

– – – розрахунковий 139, 213

Опівання ґрунтових масивів 143

Осідання земної (денної) поверхні 173

– основ і фундаментів 40, 87, 113, 115, 167, 171, 173, 177, 182, 193, 235, 268, 294, 310, 329, 334, 335, 341, 347, 348

Основа вінклера 249

– неоднорідна 4, 106

– однорідна 4, 106

– природна 4, 167

– штучно покращена 4, 167, 317

Паля 255

Пальове поле 256

Перекидання споруди 171, 176, 194, 205, 223, 224, 225, 233, 341

Перекошення споруди 174, 176, 236

Переміщення голови палі 268, 296

– фундаменту будівлі або споруди 4, 134, 152, 163, 172, 173, 176, 177, 182, 193, 208, 222, 235, 240, 307, 310, 337, 347

Підняття основи 173

Підшва ростверка 270, 273

– фундаменту 5, 168, 198, 297, 301, 315

Підсилення основ і фундаментів 350

Плита на пружній основі 244, 246

Площа вантажна 186

– ковзання 56, 79, 136, 142, 145, 148, 150, 152, 159, 222, 224, 228, 342

– опливання 143

– підстеляючого шару 5, 94, 107, 168, 201, 221, 319, 331

– планування 5, 119, 198, 204, 214, 242, 256, 300, 316, 332, 335, 338

Поворот голови палі 268, 296

– фундаменту 224, 233, 235, 237, 239, 307, 310

Подушка ґрунтова 242, 319, 331

– фундаментна 207

Показник текучості 33

– точності 189

Показники міцності 40, 54, 56, 59

– стисливості 40

Пористість ґрунту 26

Потік селевий 15, 151, 205

– фільтраційний 50, 72, 108, 129, 144,

Пояс залізобетонний 183, 243, 246, 315, 335, 340

Привантаження опускного колодязя 297, 304

– основи 106, 136, 226, 228, 234, 317, 318, 342

– фільтруюче 323

Призма випирання 153, 226, 319

– обваллення 145, 148, 152, 159, 315

Прилад компресійний (одометр) 42

– одноплощинний зсувний 56

– триосового стиску (стабілометр) 49

Принцип гідроємності 46, 49

Принципи проектування основ і фундамен-тів 196

Прогин споруди 174, 177, 193, 195, 235, 240, 296, 346

Промерзання ґрунту 4, 18, 20, 167, 180, 198, 256, 273, 336

Просідання ґрунту 4, 34, 67, 116, 180, 327

Рівень ґрунтових вод 5, 19, 71, 106, 181, 197, 198, 202, 226, 230, 242, 259, 260, 265, 270, 298, 300, 306, 317, 322, 327, 334, 339, 350, 352

Рівновага гранична 62, 63, 65, 146, 154, 159, 161, 164, 213, 222, 225, 241, 252

Рівняння геометричні 83

– граничної рівноваги 63, 65, 85, 134, 213, 222, 225, 241

– статичні 83

– сумісності деформацій 84

– фізичні 84

Розрахунок основ за деформаціями 235, 294, 304, 311, 316, 329, 334, 337, 341, 346

– – за несучою здатністю 222, 289, 304, 311, 316, 334, 337, 341, 346

Розріджування ґрунту 72, 287

Розсмоктування паль 286

Розуцільнення ґрунту 44, 177, 178

Розчин тиксотропний 23, 303, 306

– тампонажний 306, 316

Ростверк 255, 256, 271

Сапропель 15, 34, 35, 56, 66, 74, 129, 201, 223, 233, 236, 315, 322, 327, 338

Сейсмічні впливи 116, 148, 182, 184, 196, 223, 340

– райони 121, 197, 340

– явища 340

Сейсмостійкість основ і фундаментів 340, 343

Силікатизація ґрунту 317, 318, 324

Складові компоненти ґрунту 16

Скелінення обваллення 165

Смолізація ґрунту 325

“Сорочка тиксотропна” 303, 306

Сповзання ґрунтових масивів 54, 134, 143, 148, 194, 222

Сполучення навантажень 183, 185

Стан ґрунту граничний 39, 62, 64, 86, 103, 116, 134, 193, 196, 222, 235, 267, 289, 294, 304, 316, 329, 334, 337, 341, 346

– – нестабілізований 56, 59, 233

– – основи напружений 49, 53, 60, 64, 76, 81, 85, 94, 98, 106, 112

– – стабілізований 55, 225

– спокою 47

Стисливість ґрунтів 40

Стійкість ґрунтових масивів в основах 136

– – – в укосах і схилах 143

“Стіна в ґрунті” 297, 312

Стіна підпірна 151

Стрічкові глини 15, 66, 73, 181, 338

Структура ґрунту 21

Структурна міцність стиску ґрунту 44

Структурні зв’язки 21

Струменева технологія 312

Ступінь водонасичення ґрунту 31

– водопроникності 52

– засоленості 30

– зольності 36

– консолідації ґрунту 59

– неоднорідності ґрунту 31

– розкладання органічної речовини 36

– розм’якшувальності 30

– розчинності 30

Суфозія 50, 174, 181, 242, 327

Схил 54, 134, 143, 174, 194, 213, 222, 228,
234, 267, 317
– притулений 150

Текстура ґрунту 23

Теорія граничної рівноваги 85, 87, 134,
143, 151, 223

– пружності 65, 76, 79, 81, 83, 85, 123,
163, 212, 244, 246, 330

– фільтраційної консолідації (ущільнення)
ґрунтів 129, 233

Тертя від'ємне (негативне) 333

– внутрішнє в ґрунті 55, 59, 78, 146

– по боковій поверхні 142, 271, 275, 289,
305, 333, 337

Техніко-економічне порівняння варіантів
171, 197, 271

Тискотропність 23, 74, 303, 306, 312, 338

Тиск активний 64, 151, 152, 189, 232

– боковий 47

– від власної ваги ґрунту (природний) 76,
105, 119, 196, 328, 335

– від зовнішнього навантаження (додатко-
вий) 76, 88, 98, 118, 329, 335

– гідродинамічний 144, 181, 232

– гідростатичний 50, 54, 177, 179, 181,
184, 232, 301

– ефективний 53, 59

– зв'язності (умовний еквівалентний) 58,
147, 157

– критичний 78, 79, 136, 213, 225

– набрякання (початковий) 71

– нейтральний 53, 59, 61

– пасивний (відпір) 64, 151, 153, 190, 232

– поровий 53, 56, 59, 61, 143, 184, 225, 233

– по підшві фундаменту (контактний) 76,
112, 179, 215

– просідання (початковий) 69

– спокою 153

Торф 15, 34, 36, 56, 66, 75, 129, 173, 201,
223, 233, 236, 271, 315, 318, 322, 338

Трамбування ґрунту 242, 265, 317, 320,
321, 326, 331

Тривалість консолідації 130

– фільтрації 51

Укіс 54, 134, 143, 174, 194, 213, 222, 228,
234, 267, 317

– притулений 150

Усадка ґрунту 71, 173, 181, 326, 334

Уступ фундаменту 5, 168, 183, 208, 210,
214, 302, 311, 348

Ущільнення ґрунту 39, 45, 76, 116, 129,
214, 302, 311, 348

Ущільнення ґрунту 39, 45, 76, 116, 129,
136, 167, 173, 177, 181, 242, 276, 317, 320,
321, 331, 338, 339, 344

Фази напруженого стану ґрунту 76

Фільтрація 50

Фундамент у сейсмічних районах 340

– в умовах сезонного промерзання ґрунту 336

– глибокого закладання 169, 297, 302, 311,
312

– гнучкий 171, 208, 243

– жорсткий 172, 208, 212

– зведений способом “стіна в ґрунті” 312

– змішаний 171

– із кесонів 297, 311

– з опускних колодязів 297, 302

– масивний 171

– мілкового закладання 169, 206

– на набрякливих ґрунтах 333

– на просідних ґрунтах 327

– на сильностисликих ґрунтах 338

– окремий (стовпчастий) 169, 210, 211

– пальовий 171, 255

– під машини 171, 344

– стрічковий 169, 207, 290, 327, 338

– суцільний 170, 207

Характеристики ґрунту деформаційні 41

– – міцнісні 55

– – нормативні 187

– – розрахункові 188

Цементация ґрунту 325

– фундаменту 351

Число пластичності 33

Швидкість фільтрації 51

Шлюзування 301

Шпунтове огородження 319

Щільність будови ґрунту 32

Щільність ґрунту природної будови 25

– сухого ґрунту (скелету) 26

– твердих частинок ґрунту 24

Передмова	3
Вступ	4
1. Основні поняття та визначення	4
2. Основні задачі курсу, його склад і зв'язок з іншими дисциплінами	5
3. Розвиток науки й техніки в області фундаментобудування	6
4. Характерні помилки при проектуванні, зведенні та експлуатації основ і фундаментів будівель та споруд, їхні наслідки	9
Розділ 1. ГРУНТОЗНАВСТВО	12
1. Природа ґрунтів та їхні фізичні властивості	12
1.1. Гірські породи, їхнє походження та сучасне розміщення. Умови формування ґрунтових відкладів	12
1.1.1. Будова земної кулі	12
1.1.2. Мінерали та походження гірських порід	13
1.1.3. Геологічна та стратиграфічна хронології утворення земної кори	14
1.2. Склад, структурні зв'язки та будова ґрунтів	16
1.2.1. Складові компоненти ґрунтів	16
1.2.2. Тверді частинки ґрунтів	16
1.2.3. Ґрунтова вода, її походження, види й властивості	17
1.2.4. Гази в ґрунтах	20
1.2.5. Структура та текстура ґрунтів. Види структурних зв'язків	21
1.3. Фізичні властивості ґрунтів та їхні характеристики	24
1.3.1. Основні характеристики фізичних властивостей ґрунтів	24
1.3.2. Похідні характеристики фізичних властивостей ґрунтів	26
1.4. Класифікаційні показники та класифікація ґрунтів	28
1.4.1. Природні скельні ґрунти	29
1.4.2. Природні дисперсні ґрунти	30
1.4.3. Природні мерзлі ґрунти	37
1.4.4. Техногенні ґрунти	37
2. Механічні властивості ґрунтів	38
2.1. Основні закономірності механіки ґрунтів	39
2.2. Стисливість ґрунтів	40
2.2.1. Фізичні уявлення про стисливість ґрунтів. Показники стисливості ґрунтів. Методи дослідження на стиск	40
2.2.2. Одноосьовий стиск ґрунту	41
2.2.3. Компресійні випробування ґрунтів	42
2.2.4. Закон ущільнення та лінійна деформівність ґрунту	45
2.2.5. Загальний випадок компресійної залежності. Принцип гідроємності	46
2.2.6. Триосьовий стиск ґрунту	49
2.3. Водопроникність ґрунтів	50
2.3.1. Закон ламінарної фільтрації (закон Дарсі)	51
2.3.2. Поняття про початковий гідравлічний градієнт напору	52
2.3.3. Поняття про ефективний і нейтральний тиски в ґрунтовій масі	53
2.4. Опір ґрунтів зсуву. Закон Кулона	54
2.4.1. Фізична суть опору ґрунтів зсуву. Тертя та зчеплення в ґрунтах. Методи дослідження на зсув	54
2.4.2. Показники опору зсуву при стабілізованому стані ґрунту	56



2.4.3. Показники опору зсуву при нестабілізованому стані ґрунту	59
2.4.4. Опір ґрунтів зсуву при триосьовому стиску	60
3. Фізико-механічні властивості структурно нестійких ґрунтів	65
3.1. Загальні положення	65
3.2. Лесові просідні ґрунти	66
3.3. Набрякливі ґрунти	69
3.4. Пухкі піски	72
3.5. Стрічкові глини	73
3.6. Мули та сапропелі	74
3.7. Торфи та заторфовані ґрунти	75

Розділ 2. МЕХАНІКА ҐРУНТІВ

76

4. Напруження в ґрунтовому масиві	76
4.1. Застосування рішень теорії пружності для розв'язання задач механіки ґрунтів	76
4.1.1. Фази напружено-деформованого стану ґрунту	76
4.1.2. Основні положення теорії розподілу напружень у ґрунтовому масиві	79
4.2. Розрахункові моделі ґрунтового середовища	82
4.2.1. Розрахункова модель лінійно деформівного середовища	82
4.2.2. Розрахункова модель середовища теорії граничної рівноваги	85
4.2.3. Змішані розрахункові моделі	86
4.2.4. Застосування основних розрахункових моделей	86
4.3. Напруження в масиві ґрунту при дії зовнішніх навантажень у випадку просторової задачі	88
4.3.1. Дія вертикальної зосередженої сили (основна задача)	88
4.3.2. Дія декількох вертикальних зосереджених сил	94
4.3.3. Дія місцевого довільно розподіленого навантаження	94
4.3.4. Дія місцевого рівномірно розподіленого по прямокутній площі навантаження	95
4.4. Напруження в масиві ґрунту при дії зовнішніх навантажень у випадку плоскої задачі	98
4.4.1. Дія рівномірно розподіленого лінійного та рівномірно розподіленого по смугі навантажень	98
4.4.2. Головні напруження	102
4.4.3. Дія розподіленого по смугі трикутного навантаження	104
4.5. Напруження від власної ваги ґрунту	105
4.6. Вплив анізотропії та неоднорідності ґрунту на розподіл напружень в основах	106
4.7. Напруження в ґрунтах від фільтраційного потоку	108
4.7.1. Фільтраційна та гальмуюча сили	108
4.7.2. Визначення інтенсивності фільтраційної сили	109
4.7.3. Фільтраційні напруження в ґрунтах у умовах плоскої задачі	110
4.8. Напруження в ґрунтовому масиві по підшві навантажених площадок (контактна задача)	112
5. Осідання основ і фундаментів	115
5.1. Види деформацій у ґрунтах і причини, що їх зумовлюють	115
5.2. Методи розрахунку осідань основ	116
5.2.1. Визначення скінченного осідання поверхні шару ґрунту при суцільному навантаженні	116
5.2.2. Метод пошарового підсумовування	118
5.2.3. Урахування впливу сусідніх фундаментів і навантажень на прилеглих площах	121
5.2.4. Метод еквівалентного шару ґрунту	123
5.2.5. Метод лінійно деформівного шару	127



5.2.6. Осідання основ у часі. Елементи теорії фільтраційної консолідації (ущільнення) ґрунтів	129
6. Основи теорії граничного напруженого стану ґрунтових масивів	134
6.1. Поняття про граничні напружені стани. Рівняння рівноваги ґрунтів у граничному напруженому стані	134
6.2. Стійкість масивів ґрунту в основах будівель і споруд. Критичні тиски на ґрунт основи	136
6.3. Стійкість ґрунтових масивів в укосах і схилах	143
6.3.1. Причини порушення та методи розв'язання задач стійкості масивів ґрунту в укосах і схилах	143
6.3.2. Аналітичний метод розв'язання задач стійкості укосів	144
6.3.3. Розв'язання задач стійкості укосів чисельним методом за теорією граничної рівноваги	146
6.3.4. Розрахунок стійкості укосів графоаналітичним методом	148
6.3.5. Стійкість притулених укосів і схилів	150
6.3.6. Заходи запобігання зсувам	151
6.4. Тиски ґрунтів на огорожуючі споруди	151
6.4.1. Поняття про активний тиск і пасивний відпір ґрунту	151
6.4.2. Аналітичний метод визначення тисків ґрунту на підпірні стіни	154
6.4.3. Графоаналітичний метод визначення тиску ґрунту на підпірні стіни	159
6.4.4. Визначення тисків ґрунту на підпірну стіну чисельним методом за теорією граничної рівноваги	161
6.4.5. Епюри тиску ґрунту на підпірні стіни складного окреслення при шаруватому заляганні ґрунтів	162
6.5. Тиски ґрунтів на підземні трубопроводи	163
Розділ 3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ	167
7. Основні положення проектування основ і фундаментів	167
7.1. Види основ і фундаментів та вимоги, що до них ставлять	167
7.2. Типи будівель і споруд за жорсткістю	171
7.3. Сумісне деформування будівель і споруд та їхніх основ	173
7.4. Нерівномірні осідання будівель і споруд, їхні причини та заходи запобігання	177
7.5. Навантаження на будівлі й споруди та їхні сполучення	183
7.6. Нормативні та розрахункові характеристики ґрунтів	187
7.7. Граничні стани основ і фундаментів будівель та споруд	193
7.8. Основні принципи проектування основ і фундаментів. Варіантність рішень при проектуванні	196
7.9. Дані, необхідні для проектування основ і фундаментів	197
7.10. Призначення виду фундаменту та визначення глибини його закладання	198
8. Фундаменти мілкового закладання	206
8.1. Види та конструкції фундаментів мілкового закладання, область їхнього застосування	206
8.2. Призначення конструктивних форм жорстких фундаментів	208
8.3. Проектування жорстких фундаментів	212
8.3.1. Визначення розрахункового опору ґрунту основи	213
8.3.2. Вибір відмітки уступу фундаменту	214
8.3.3. Визначення розмірів підшви фундаментів	215
8.3.4. Перевірка міцності підстеляючого шару	221
8.4. Розрахунок основ за першою групою граничних станів	222
8.4.1. Загальні положення	222
8.4.2. Несуча здатність основи, складеної дисперсними ґрунтами, що знаходяться в стабілізованому стані, та стійкість зведених на ній фундаментів будівель і споруд	225



8.4.3. Несуча здатність основи, складеної дисперсними ґрунтами, що знаходяться в нестабілізованому стані	233
8.4.4. Несуча здатність основи, складеної скельними ґрунтами, та стійкість зведених на ній фундаментів будівель і споруд	234
8.5. Розрахунок основ за другою групою граничних станів	235
8.5.1. Загальні положення	235
8.5.2. Розрахункові деформації основи	236
8.5.3. Граничні деформації основи	240
8.6. Заходи зі збільшення несучої здатності та зменшення деформацій основ фундаментів будівель і споруд	242
8.7. Поняття про проектування гнучких залізобетонних фундаментів	243
8.7.1. Загальні положення	243
8.7.2. Метод місцевих лінійних деформацій	248
8.7.3. Метод загальних лінійних деформацій	250
9. Пальові фундаменти	255
9.1. Область застосування та види пальових фундаментів	255
9.2. Класифікація та конструкції паль	257
9.2.1. Забивні палі та палі-оболонки	258
9.2.2. Камуфлетні палі	263
9.2.3. Набивні палі	264
9.2.4. Бурові палі	265
9.2.5. Гвинтові палі	267
9.3. Основні розрахункові положення та принципи проектування пальових фундаментів	267
9.4. Призначення виду паль і основних параметрів пальового фундаменту	269
9.5. Визначення несучої здатності паль	273
9.5.1. Несуча здатність палі за її матеріалом	274
9.5.2. Взаємодія палі з оточуючим її ґрунтом	275
9.5.3. Визначення несучої здатності палі за ґрунтом згідно з нормами проектування	277
9.5.4. Визначення несучої здатності палі за ґрунтом за результатами польових випробувань	283
9.6. Розрахунок пальових фундаментів за першою групою граничних станів. Розміщення паль у плані та конструювання ростверка	289
9.6.1. Центральню навантажені фундаменти	289
9.6.2. Позацентрово навантажені фундаменти	292
9.6.3. Фундаменти, що зазнають сумісної дії вертикального та горизонтального навантажень і моменту	293
9.6.4. Залізобетонні ростверки	294
9.7. Розрахунок пальових фундаментів за другою групою граничних станів	294
9.7.1. Осідання пальового фундаменту	294
9.7.2. Горизонтальні переміщення голів паль і кути їхнього повороту	296
10. Фундаменти глибокого закладання	297
10.1. Конструкції та область застосування опускних колодязів і кесонів	297
10.2. Проектування фундаментів з опускних колодязів	302
10.2.1. Конструктивні рішення	302
10.2.2. Основні положення розрахунку	304
10.3. Проектування фундаментів із кесонів	311
10.4. Проектування фундаментів і підземних споруд, що зводять способом "стіна в ґрунті"	312
10.4.1. Загальні положення	312
10.4.2. Конструктивні рішення	314
10.4.3. Розрахунок конструкцій	316
11. Штучно покращені основи	317
11.1. Класифікація методів штучного покращання основ	317
11.2. Конструктивні методи покращання основ	319

11.3. Механічні методи покращання основ	320
11.3.1. Поверхнєве ущільнення основ	320
11.3.2. Глибинне ущільнення основ	321
11.3.3. Попереднє обтискання ґрунтів	322
11.4. Фізико-хімічні методи покращання основ	324
12. Особливості проектування та зведення фундаментів на структурно нестійких ґрунтах	327
12.1. Фундаменти на лесових просідних ґрунтах	327
12.1.1. Загальна характеристика просідних ґрунтів	327
12.1.2. Оцінка деформівності просідних ґрунтів	328
12.1.3. Розрахунок основ будівель і споруд на просідних ґрунтах	329
12.1.4. Особливості влаштування фундаментів на просідних ґрунтах	331
12.1.5. Конструктивні рішення при збереженні в основі просідних ґрунтів	332
12.1.6. Особливості проектування пальових фундаментів у просідних ґрунтах	333
12.2. Фундаменти на набрякливих ґрунтах	333
12.2.1. Загальна характеристика набрякливих ґрунтів	333
12.2.2. Розрахунок основ будівель і споруд на набрякливих ґрунтах	334
12.2.3. Особливості влаштування фундаментів на набрякливих ґрунтах	335
12.3. Фундаменти в умовах сезонного промерзання ґрунту	336
12.4. Фундаменти на сильностисливих ґрунтах	338
13. Особливості проектування та зведення фундаментів при дії динамічних навантажень	340
13.1. Фундаменти в сейсмічних районах	340
13.2. Фундаменти під машини	344
14. Підсилення та реконструкція фундаментів	350
14.1. Причини необхідності підсилення та реконструкції фундаментів	350
14.2. Способи підсилення та реконструкції фундаментів	350
Список використаної та рекомендованої літератури	355
Предметний покажчик	358



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Навчальне видання

*Євген Михайлович Бабич,
Юрій Олексійович Крусь*

МЕХАНІКА ГРУНТІВ, ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Допущено Міністерством освіти і науки України
як підручник для студентів вищих навчальних закладів,
які навчаються за напрямом «Водні ресурси»
(лист № 14/18.2-394 від 30.03.2001 р.)

Здано на виробництво 12.06.2001 р. Підписано до друку 24.11.2000 р.
Формат 60x84¹/₁₆. Папір друкарський № 1. Гарнітура Times.
Друк високий. Ум.-друк. арк. 22,94. Зам. 12.

Видавництво Рівненського державного технічного університету,
33000, м. Рівне, вул. Соборна, 11.